



TITLE:

伝統構法木造建物の変形性能と最大応答変形を考慮した耐震性能評価に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

宮本, 慎宏

CITATION:

宮本, 慎宏. 伝統構法木造建物の変形性能と最大応答変形を考慮した耐震性能評価に関する研究. 京都大学, 2011, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2011-03-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k16032>

RIGHT:

許諾条件により要旨・本文は2011-12-20に公開

伝統構法木造建物の変形性能と最大応答変形を 考慮した耐震性能評価に関する研究

宮本 慎宏

目次

第1章 序論

1.1 研究の背景.....	1
1.2 既往の研究.....	2
1.2.1 木造建物の変形性能	
1.2.2 $P\Delta$ 効果	
1.2.3 残存耐震性能評価	
1.2.4 木造建物の地震被害	
1.2.5 パルス性地震動	
1.3 本論文の目的と構成.....	4

第2章 $P\Delta$ 効果が木造軸組架構の変形性能に及ぼす影響

2.1 序論.....	7
2.2 静的水平加力実験の概要.....	8
2.2.1 加力方法	
2.2.2 試験体概要	
2.2.3 計測方法	
2.2.4 材料特性	
2.3 試験体に作用する力.....	16
2.3.1 水平抵抗力と層せん断力の関係	
2.3.2 $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力	
2.3.3 水平抵抗力を喪失する層間変形角	
2.4 試験体の損傷と層せん断力.....	20
2.4.1 柱折損が層せん断力の低下に及ぼす影響	
2.4.1.1 柱の水平せん断力と接合部曲げモーメント	
2.4.1.2 柱寸法と垂壁強度の違いが柱折損に及ぼす影響	
2.4.2 試験体の損傷と層せん断力	
2.5 $P\Delta$ 効果が変形性能に及ぼす影響.....	24
2.5.1 柱の曲げ変形の影響	
2.5.2 軸心がずれる効果	
2.5.3 水平抵抗力の算定	

2.5.4 層せん断力係数に基づく水平抵抗力喪失時の層間変形角の推定	
2.6 結論	29
第3章 非構造部材が木造軸組架構の耐震性能に及ぼす影響	
3.1 序論	31
3.2 静的水平加力実験の概要	32
3.2.1 加力方法	
3.2.2 試験体概要	
3.2.3 計測方法	
3.2.4 材料特性	
3.3 非構造部材の損傷と最大層間変形角	37
3.3.1 障子試験体	
3.3.2 襖試験体	
3.3.3 舞良戸試験体	
3.3.4 損傷状況のまとめ	
3.4 非構造部材が耐震性能に及ぼす影響	45
3.4.1 水平抵抗力	
3.4.2 柱の負担水平せん断力	
3.4.3 建具の負担水平せん断力	
3.5 結論	49
第4章 パルス性地震動に対する木造建物の応答	
4.1 序論	51
4.2 解析方法	52
4.2.1 性能等価加速度応答スペクトル	
4.2.2 正弦波パルス	
4.2.3 正弦波パルスと観測記録の比較	
4.3 パルス特性値と最大応答変形角の関係	61
4.3.1 パルス周期と最大応答変形角の関係	
4.3.2 パルス速度振幅と最大応答変形角の関係	
4.4 パルス特性値による最大応答変形角の推定	66
4.4.1 正弦波パルスに対する非減衰1自由度系の時刻歴応答	
4.4.2 正弦波パルスに対する非減衰1自由度系の加速度応答スペクトル	
4.4.3 パルス特性値による最大応答変形角の推定	
4.4.4 木造建物の応答特性	
4.5 振動台実験の概要	72

4.5.1	加振方法	
4.5.2	試験体概要	
4.5.3	計測方法	
4.6	振動台実験による応答予測の精度検証	80
4.6.1	実験結果	
4.6.2	応答予測の精度検証	
4.7	結論	91
第5章 最大接合部変形記憶センサーの提案と木造建物の残存耐震性能評価		
5.1	序論	93
5.2	最大接合部変形記憶センサーの提案	94
5.2.1	木造軸組架構の接合部変形の概要	
5.2.2	センサーの概要	
5.3	静的水平加力実験の概要	98
5.3.1	加力方法	
5.3.2	試験体概要	
5.3.3	計測方法	
5.3.4	材料特性	
5.4	接合部変形に影響を及ぼす要因	104
5.4.1	垂壁の有無と損傷状況	
5.4.2	垂壁仕様と柱寸法	
5.4.3	上載荷重	
5.4.4	接合部仕様	
5.4.5	接合部変形に影響を及ぼす要因のまとめ	
5.5	接合部変形による層間変形角の推定	111
5.5.1	接合部回転角と層間変形角の関係	
5.5.2	接合部回転角とモーメントの関係	
5.5.3	接合部回転角による層間変形角の推定	
5.6	静的水平加力実験によるセンサーの精度検証	116
5.6.1	最大離間距離の推定	
5.6.2	最大接合部回転角の推定	
5.6.3	最大層間変形角の推定	
5.7	振動台実験によるセンサーの精度検証	119
5.7.1	振動台実験の概要	
5.7.2	最大応答変形角の推定	
5.8	木造建物の残存耐震性能評価	126

5.8.1 損傷と最大層間変形角の関係	
5.8.2 木造建物の倒壊限界	
5.8.2 木造建物の残存耐震性能評価	
5.9 結論.....	130
第6章 結論	
6.1 本論文のまとめ.....	131
6.2 今後の課題.....	134
参考文献.....	135
発表論文リスト.....	141
Appendix.....	145
謝辞.....	173

第1章 序論

1.1 研究の背景

我が国では古来より民家や社寺などの建物に木材が使用され、地域の気候や風土に適した構法が生み出されてきた。現在でも伝統的な構法による木造建物が数多く残り、特に学術的に価値の高い建物は文化庁より国宝・重要文化財の指定を受けて保存修理が行われ、後世へ受け継がれている。また、周囲の環境と一体をなして歴史的風致を形成している伝統的な構法による木造建造物群で特に価値が高いものは文化庁より重要伝統的建造物群保存地区に指定され、町並みの景観を保全し、観光資源として地域活性化に活用されている。しかし、近年では住民の高齢化や後継者の不足、急速な生活様式の変化を背景に、現代的な構法によって建て替えが行われる場合が少なくない。このような社会的な背景を踏まえ、伝統的な構法による木造建物を後世へ受け継ぐことは重要な課題と言える。

1995年兵庫県南部地震では死者6,000人以上、住家の全半壊約25万棟の被害が生じ^{1.1)}、木造建物にも甚大な被害が生じた^{1.2)}。それ以降も多くの被害地震が発生しており、近年では2007年能登半島地震や2007年新潟県中越沖地震において多くの木造建物に被害が生じた。今後も南海地震、東南海地震などの大地震の発生が懸念されており、地震大国の我が国において木造建物を継承するためには、その耐震性能を把握して必要な耐震性能を確保することが必要不可欠である。特に近年発生した内陸直下型地震では、震源近傍において周期1秒程度以上のパルス状の波形が顕著に見られ、このパルス状の波形が建物被害に大きな影響を及ぼすことが指摘されている。このようなパルス性地震動に対する木造建物の応答特性を把握することは急務の課題である。

前述のような大地震の発生直後においては、継続使用可能な木造建物の解体や余震に対する恐怖から避難所暮らしを余儀なくされる事例があり、生活復旧の長期化が問題となっている。また、公費解体の受付期間が短期間に限定されることや、被災木造建物の継続使用に対する恐怖から、残存耐震性が高いにも関わらず解体や建て替えを選択する住民も多い。今後大地震が発生した際には、木造建物の被害の広域化と専門家の不足などにより、地震後における被災木造建物の継続使用の可否や補修の必要性など、安全性の判断に時間がかかることが予想される。地震直後に行われる簡易診断として応急危険度判定があるが、被災木造建物の損傷を目視で確認して安全性を判断するため、深刻な損傷の見落としが生じるなど、正確性に欠ける部分がある。従って、住民が地震後に建物の安全性を即時判断できるような簡易で信頼性の高いシステムの構築が望まれる。

一方で1995年兵庫県南部地震の発生以降、木造建物の耐震性能に関する研究が急速に進み、

数多くの実験的・解析的研究が行われてきた。その結果、2000年6月に建築基準法が改正され、木造建物に関しては従来の仕様規定による壁量計算に加えて、許容応力度計算^{1.3)}や限界耐力計算^{1.4)}などの新たな設計法が導入され、性能規定による木造建物の設計が可能となった。しかし、許容応力度計算では現代的な構法に重点が置かれており、限界耐力計算では安全限界変形角が仕様規定化されるなど、未だに変形性能よりも耐力が重要視される傾向にあり、変形性能の高さが特徴の伝統構法木造建物の耐震性能が適切に評価されているとは言い難い。伝統構法木造建物の許容可能な変形性能を規定するためには、建物が倒壊に至る挙動や倒壊要因を明らかにする必要がある。

1.2 既往の研究

1.2.1 木造建物の変形性能

木造建物の倒壊挙動を明らかにするために、実大木造建物を用いた引き倒し実験や倒壊実験、倒壊現象の3次元シミュレーション解析が行われている。木造建物が保有する耐震性能だけでなく、耐力喪失時の層間変形角も明らかにされつつあるが、木造建物の倒壊に影響を及ぼす要因について実験的に検討している研究例は少ない。後藤ら^{1.5)}は、在来構法の木造2階建住宅の一方向水平加力実験を行い、建物が最終的に倒壊に至るのは土台浮き上がりによる軸組の回転変形を差し引いても層間変形角約 $1/5$ rad 時であり、相当な粘り強さを持つとしている。阿川ら^{1.6), 1.7)}は、2層木質面材耐力壁構造の静加力実験を行い、倒壊に至るまでの挙動や $P\Delta$ 効果の影響について検討し、層間変形角が $1/10$ rad を超える領域では $P\Delta$ 効果の影響が大であるとしている。津田ら^{1.8)}は、木造軸組構法2階建住宅の引き倒し加力実験を行い、自然倒壊する時の静的倒壊限界は1階層間変形角 $1/3$ rad の時であり、最大耐力時の1階層間変形角 $1/28$ rad の約10倍の変形性能があるとしている。大橋ら^{1.9)}は、実物大の木造軸組構法住宅にJR鷹取波による振動台加振実験を行い、木造建物は筋かいの座屈、面材の脱落の後、建物自重による $P\Delta$ 効果により倒壊するとしている。津田ら^{1.10)}は、移築した木造軸組構法2階建て住宅の振動台実験を行い、倒壊限界は耐力壁要素以外の軸組等の水平耐力と変形性能に大きく寄与するとしている。五十田ら^{1.11)}は、2階建て木造住宅の振動台実験および実大試験体に用いた壁と同仕様の単位壁の静加力実験を行い、壁の重ねあわせにより建物の性能が推定できるかを示し、静加力実験のデータから復元力特性を作成して地震時挙動の追跡を試みている。

一方、単位木造軸組架構の静的水平加力実験や振動台実験は数多く実施されているが、既往の実験では層間変形角 $1/10$ rad 程度までしか加力されておらず、層間変形角 $1/10$ rad 以上の大変形領域での挙動や力学的特性、倒壊要因について分析している研究例は少ない。安田ら^{1.12) ~ 1.14)}は、伝統的木造建築の主要な水平力抵抗要素である壁体の振動台実験を行い、その耐震性能について検討している。山田ら^{1.15)}は、単位木造軸組に各種の耐震要素を組み込んだ試験体を用いて動の実験と静的実験を行い、破壊性状や復元力特性について検討している。村上ら^{1.16)}は、せん断破壊が先行しない土壁を対象として実験的に土壁の耐荷機構を解明し、耐荷力を発現する主たる耐力要素の挙動について検討している。中尾ら^{1.17)}は、関東地方でみられる構法の土塗り

壁を対象とした試験体の静的せん断加力試験と壁土の材料試験を行い、土塗り壁の最大負担せん断力の推定を試みている。

1.2.2 $P\Delta$ 効果

建物の倒壊に影響を及ぼす要因である $P\Delta$ 効果に関する研究は数多く行われてきたが、木造建物に着目して実験的に検討している研究例は少ない。曾我部ら^{1.18)}は、 $P\Delta$ 効果のパラメータとして用いられる安定係数について、固有周期と建物高さの直線回帰式より推定している。上谷ら^{1.19)}は、梁降伏型平面骨組の地震時動的崩壊挙動について $P\Delta$ 効果を考慮した数値解析を行い、下層部の特定の領域に変形が集中する動的崩壊形式を見出している。山崎ら^{1.20)}は、弾塑性地震応答における $P\Delta$ 効果の影響を表す指標として安定比を導入し、1 質点系モデル、せん断型多質点系モデル、梁降伏型骨組モデルに対する応答解析によりその有効性を検証している。石鍋ら^{1.21)}は、応答性状と安定比の関係を明らかにし、倒壊現象との関連について考察している。金ら^{1.22)}は、極大地震動に対する動的応答に及ぼす $P\Delta$ 効果の影響について、特に下層部での変形累積に焦点を当てて検討している。佐藤ら^{1.23)}は、上町断層帯による予測地震動を用いて、超高層建物の建物応答について $P\Delta$ 効果の影響を考慮して分析している。

1.2.3 残存耐震性能評価

地震後の建物の残存耐震性を把握する手法として構造ヘルスマモニタリングが挙げられ、木造建物に関する研究例も報告されている。しかし、既往の研究ではセンサーの設置やデータの回収、分析は専門家が行うことを前提としているものが多い。林ら^{1.24)}は、実在する社寺建築物の地震観測を行い、振動特性の経時変化について分析している。岡田ら^{1.25)}は、木造住宅の補強の要否に関するスクリーニングのため、建物微動を利用して耐震診断値評価式の提案をしている。具ら^{1.26)}は、柱の歪と床応答加速度の計測に基づいた損傷同定指標を2階建木造住宅の振動台実験に適用し、その有効性について検討している。石田ら^{1.27)}は、圧電素子センサを用いた木質材料の損傷検知システムについて検討している。高比良ら^{1.28)}は、損傷インデックスとして最大歪、最大変位を記憶するセンサの記憶メカニズムを提案している。岡田ら^{1.29), 1.30)}は、変位記憶型センサと非接触計測装置を組み合わせた構造モニタリングシステムを開発し、その特性について検証している。稲田ら^{1.31)}は、歪みの最大値の記憶性能を持つ自己診断材料を開発し、振動実験によりその特性を検討している。

また、建物の地震後の損傷状況や最大経験層間変形角に基づいて被災建物を分類する手法に関する研究も行われているが、伝統構法木造建物に関する研究例は少ない。金子ら^{1.32), 1.33)}は、非構造部材の被災度と構造被害の関係について、1995年兵庫県南部地震の被害調査や既往の耐震実験結果を用いて分析している。鶴田ら^{1.34)}は、内外装材を施した試験体による静加力実験の観察結果から、地震後の木質系住宅の仕上げ損傷と経験した最大変形量の関連性の指標を提案している。岡田ら^{1.35)}は、既存の被害尺度を整理して被害状態をパターン化して図示している。

1.2.4 木造建物の地震被害

木造建物の地震被害と最大応答変形角の関係を分析する研究が行われ、木造建物が地震時に経験した最大応答変形角について明らかにされつつあるが、建物の損傷と最大応答変形角の関係を層間変形角 $1/10$ rad 以上の大変形領域までの実験に基づいて検討している研究例は少ない。村上ら^{1.36)}は、1995年兵庫県南部地震における全数調査と詳細調査の結果から倒壊限界せん断力係数の推定を試み、限界変形角を $1/10 \sim 1/7.5$ rad と仮定して $P\Delta$ 効果を考慮した静的な力の釣り合い式による略算で算出したせん断力係数とほぼ一致したことを示している。林ら^{1.37)}は、木造建物の被害調査結果や木造建物モデルの地震応答解析結果に基づいて、推定最大地動速度レベルの割に2000年鳥取県西部地震で甚大な被害を被った木造家屋が少なかった原因の分析を行っている。森井ら^{1.38)}は、2000年鳥取県西部地震で木造建物被害が大きかった日野町を対象として、表層地盤の地震動増幅特性が木造建物応答に及ぼす影響について分析している。森井ら^{1.39)}は、2001年芸予地震において比較的小さな構造被害が多数の木造住宅に生じた三原市内を対象として、木造住宅に構造被害が発生する条件の定量的評価を行っている。時松ら^{1.40)}は、2004年新潟県中越地震時に木造住宅の被害が地区により顕著な相違の見られた小千谷において、表層地盤の非線形震動増幅特性の差異が木造住宅被害に与える影響について検討している。新井ら^{1.41)}は、2007年能登半島地震の被害調査および微動探査の結果から木造住宅被害の要因を分析している。

1.2.5 パルス性地震動

パルス性地震動に関する研究として、強震記録からパルスの周期や振幅を抽出したり、パルス波に対する1自由度系の応答を理論的に求める研究例が報告されているが、木造建物の応答特性について検討している研究例は少ない。棚橋^{1.42)}は、地震動の破壊力を最大振幅と周期の比を用いて評価し、ポテンシャルエネルギーの考え方を提案している。境ら^{1.43)}は、地震動をサイン波1波に単純化する方法について検討し、地震動はサイン波の加速度振幅と周期の2つのパラメータで表現できるとしている。張ら^{1.44)}は、断続した正負矩形加速度パルス・連続した正負矩形速度パルス地動に対し、1自由度完全弾塑性系の応答を近似的に陽な予測式で表している。鈴木ら^{1.45)}は、正弦波パルスに対する最大応答理論解を用いてパルス性地震動の特性を反映した設計用応答スペクトルの設定法を提案している。亀井ら^{1.46)}は、正弦波置換したパルス波に対する弾性多自由度系の層間変形角応答についてモーダル解析によりその特性を分析している。安井ら^{1.47)}は、正弦波パルス1波に対する弾性1自由度系の最大応答および減衰特性について、時刻歴応答と最大応答値発生時刻理論解をもとに定式化している。

1.3 本論文の目的と構成

本論文では、伝統構法木造建物を対象とした耐震性能評価法の構築を目的として、木造建物の変形性能評価や地震時における最大応答変形の推定法について検討する。本論文は図1.1に示すように第1章から第6章で構成されている。第2章では、木造軸組架構の静的水平加力実験を

試験体が耐力を喪失する層間変形角 0.1 rad 以上の大変形領域まで行い、木造軸組架構の変形性能として水平抵抗力を喪失する層間変形角に着目し、損傷や $P\Delta$ 効果が木造軸組架構の変形性能に及ぼす影響について分析する。第3章では、非構造部材を含む垂壁付木造軸組架構の静的水平加力実験を行い、非構造部材に発生する損傷と最大層間変形角の関係を把握するとともに、非構造部材が架構の耐震性能（耐力や変形性能）に及ぼす影響を把握する。第4章では、断層近傍のパルス性地震動を正弦波パルスで理想化し、正弦波パルスのパルス特性値（周期や速度振幅）が木造建物の応答に及ぼす影響について分析する。また、正弦波パルスのパルス特性値から木造建物の最大応答変形を推定する方法を構築し、振動台実験により推定法の精度検証を行う。第5章では、地震時の木造軸組架構の最大接合部変形を記憶できる低コストセンサーの提案を行うとともに、最大接合部変形から架構全体の最大層間変形角を推定する方法を構築し、静的水平加力実験や振動台実験によりセンサーの精度検証を行う。また、既往の静的水平加力実験結果から木造軸組架構の損傷と最大層間変形角の関係を整理し、木造建物の残存耐震性能評価法を構築する。以下に各章の内容について詳細に述べる。

第1章「序論」では、研究の背景、既往の研究について述べるとともに、本論文の目的と構成について説明する。

第2章「 $P\Delta$ 効果が木造軸組架構の変形性能に及ぼす影響」では、まず木造軸組架構が水平抵抗力を喪失する層間変形角 0.1 rad 以上の大変形領域までの静的水平加力実験を行い、試験体が大変形領域で負担可能な層せん断力や、試験体の損傷が層せん断力の低下に及ぼす影響について分析する。次に、柱の曲げ変形や軸心のずれが $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力に及ぼす影響について分析する。最後に、 $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力によって木造軸組架構が水平抵抗力を喪失している事に着目し、大変形領域における負担可能な層せん断力から水平抵抗力を喪失する層間変形角の推定式を構築する。

第3章「非構造部材が木造軸組架構の耐震性能に及ぼす影響」では、まず、非構造部材として障子、襖、舞良戸などの建具を含む垂壁付木造軸組架構の静的水平加力実験を行い、建具に生じる損傷と最大層間変形角の関係を把握する。次に、建具が架構全体の水平抵抗力や柱の負担水平せん断力に及ぼす影響について分析する。

第4章「パルス性地震動に対する木造建物の応答」では、まず、パルス性地震動を正弦波パルスで理想化することを考え、過去の観測記録との比較によりその妥当性を検証する。次に、正弦波パルスのパルス特性値（周期や速度振幅）が木造建物の応答に及ぼす影響について分析し、パルス特性値から木造建物の最大応答変形角を推定する方法を構築する。最後に、立体木造軸組架構の振動台実験により構築した推定法の精度検証を行う。

第5章「最大接合部変形記憶センサーの提案と木造建物の残存耐震性能評価」では、まず、地震時の木造軸組架構の最大接合部変形を記憶でき、低コストで製作や設置が容易なセンサーの提案を行う。次に、木造軸組架構の静的水平加力実験を行い、柱と横架材（桁や土台）の接合部変形と架構全体の層間変形角の関係を把握し、接合部変形に影響を及ぼす要因について分析を行う。さらに、最大接合部変形から架構全体の最大層間変形角を推定する式を構築し、静的

水平加力実験や振動台実験により提案したセンサーの動作確認と精度検証を行う。最後に、既往の静的水平加力実験結果から木造軸組架構の損傷と最大層間変形角の関係について整理し、提案センサーにより推定される最大層間変形角に基づき、被災木造建物の継続使用の可否や補修の必要性を地震後に即時判断できるような残存耐震性能評価法を構築する。

第6章「結論」では、本論文で得られた結論と今後の課題について説明する。

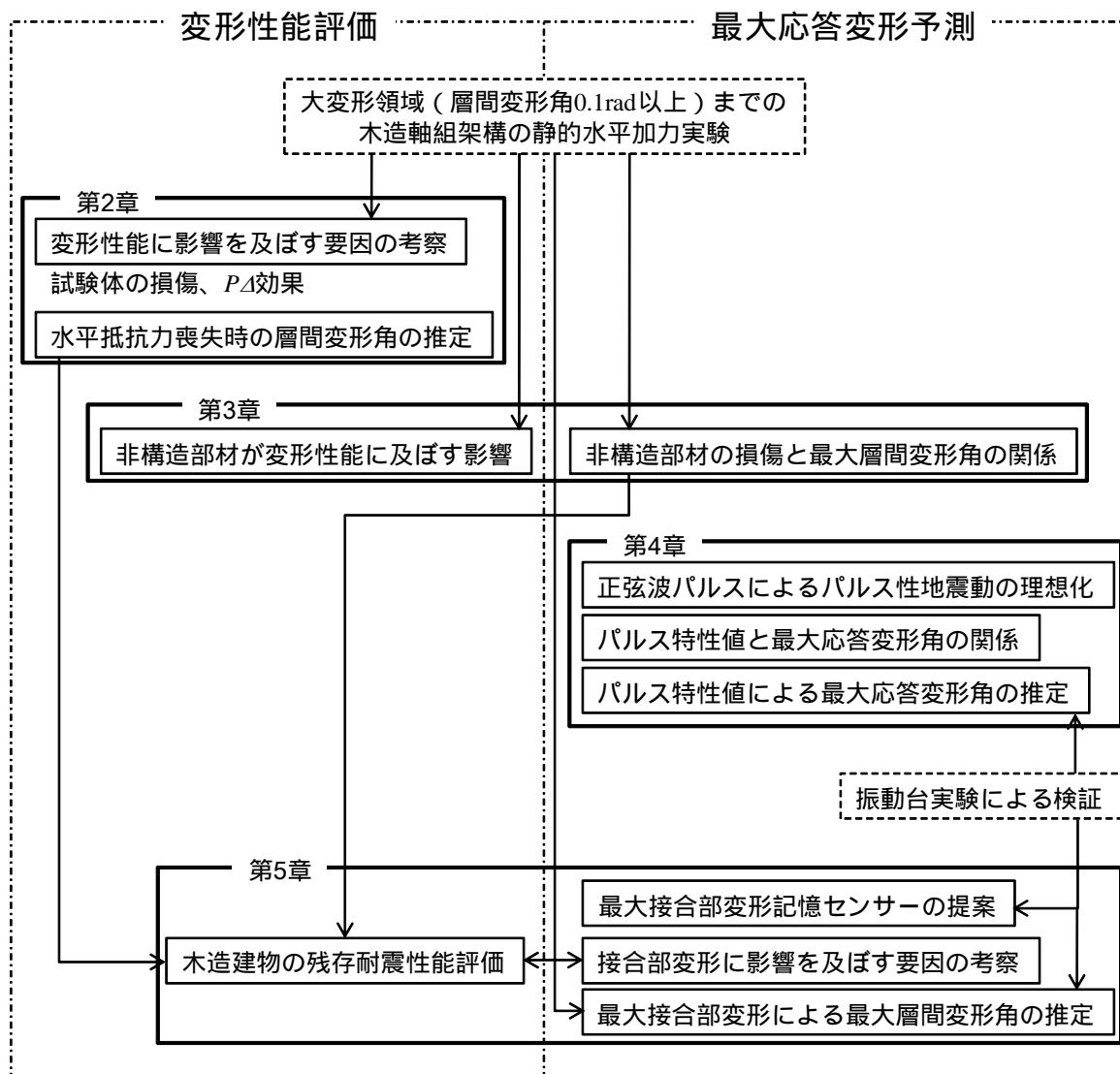


図 1.1 本論文の構成

第2章

$P\Delta$ 効果が木造軸組架構の変形性能に及ぼす影響

2.1 序論

木造建物の許容可能な変形性能を規定していくためには、木造建物が倒壊に至る挙動や倒壊要因、倒壊変形を把握しておくことが重要である。木造建物の倒壊に影響を及ぼす要因として、 $P\Delta$ 効果の影響が大きい事は以前から指摘されており、 $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力の有無による水平抵抗力と層せん断力との関係、 $P\Delta$ 効果に作用する Δ や柱の曲げ変形が $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力に及ぼす影響について把握する必要がある。また、層間変形角 0.1rad 以上の大変形領域での木造軸組架構の挙動について把握しておくことは、木造建物が倒壊に至る層間変形角 0.1rad 以上の大変形領域での挙動や力学的特性、倒壊要因について分析するための基礎的データを蓄積する上でも重要である。

本章では、木造軸組架構が水平抵抗力を喪失する大変形領域までの静的水平加力実験を行い、木造軸組架構の変形性能として水平抵抗力を喪失する層間変形角に着目し、水平抵抗力や層せん断力と層間変形角との関係だけでなく、損傷や $P\Delta$ 効果が木造軸組架構の変形性能に及ぼす影響について分析する。

本章の構成は以下の通りである。まず、2.2 節では静的水平加力実験および試験体の概要について述べる。上載重量や垂壁の有無などが損傷や水平抵抗力を喪失する層間変形角に及ぼす影響を検討できるように試験体を用意する。次に、2.3 節では本章で仮定する試験体の力の釣合として、水平抵抗力と層せん断力との関係や、 $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力について説明する。2.4 節では各試験体が大変形領域で負担可能な層せん断力や、損傷が層せん断力の低下に及ぼす影響について分析する。2.5 節では柱の曲げ変形や軸心のずれが $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力に及ぼす影響について分析する。また、木造軸組架構の変形性能として水平抵抗力を喪失する層間変形角に着目し、層せん断力係数から水平抵抗力を喪失する層間変形角を推定する。最後に 2.6 節で本章のまとめを述べる。

2.2 静的水平加力実験の概要

2.2.1 加力方法

木造軸組架構の静的水平加力実験で用いる加力フレームを図 2.1, 2.2 に示し、加力スケジュールを図 2.3 に示す。加力装置として用いたアクチュエータは容量 100 kN、ストローク 1000 mm で、実験室の反力壁に取り付けている。試験体は土台をアンカーボルトで加力フレームに固定し、桁上部に載せているおもり受け材からターンバックルを介して上載荷重（おもり）を吊るしており、おもりの枚数を増減させることで上載荷重を変化させることができる。試験体 H-2, H-3 は正負交番 2 回繰返加力、それ以外の試験体は正負交番 3 回繰返加力とする。ただし、アクチュエータのストロークの都合上、試験体頂部での変位と柱の内法高さ（2625 mm）から求まる層間変形角が $1/15$ rad 以上（試験体 H-2, H-3 は $1/10$ rad 以上）の加力サイクルでは、正側水平変位のみを漸増させて繰返加力し、試験体の水平荷重が 0 kN になるまで加力を行う。



図 2.1 加力装置全体図

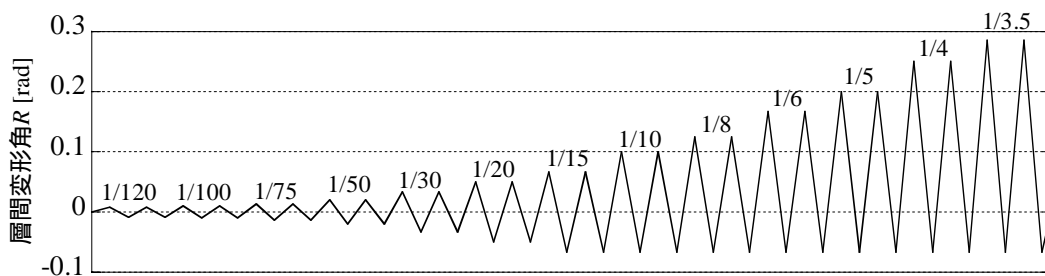


図 2.3 加力スケジュール

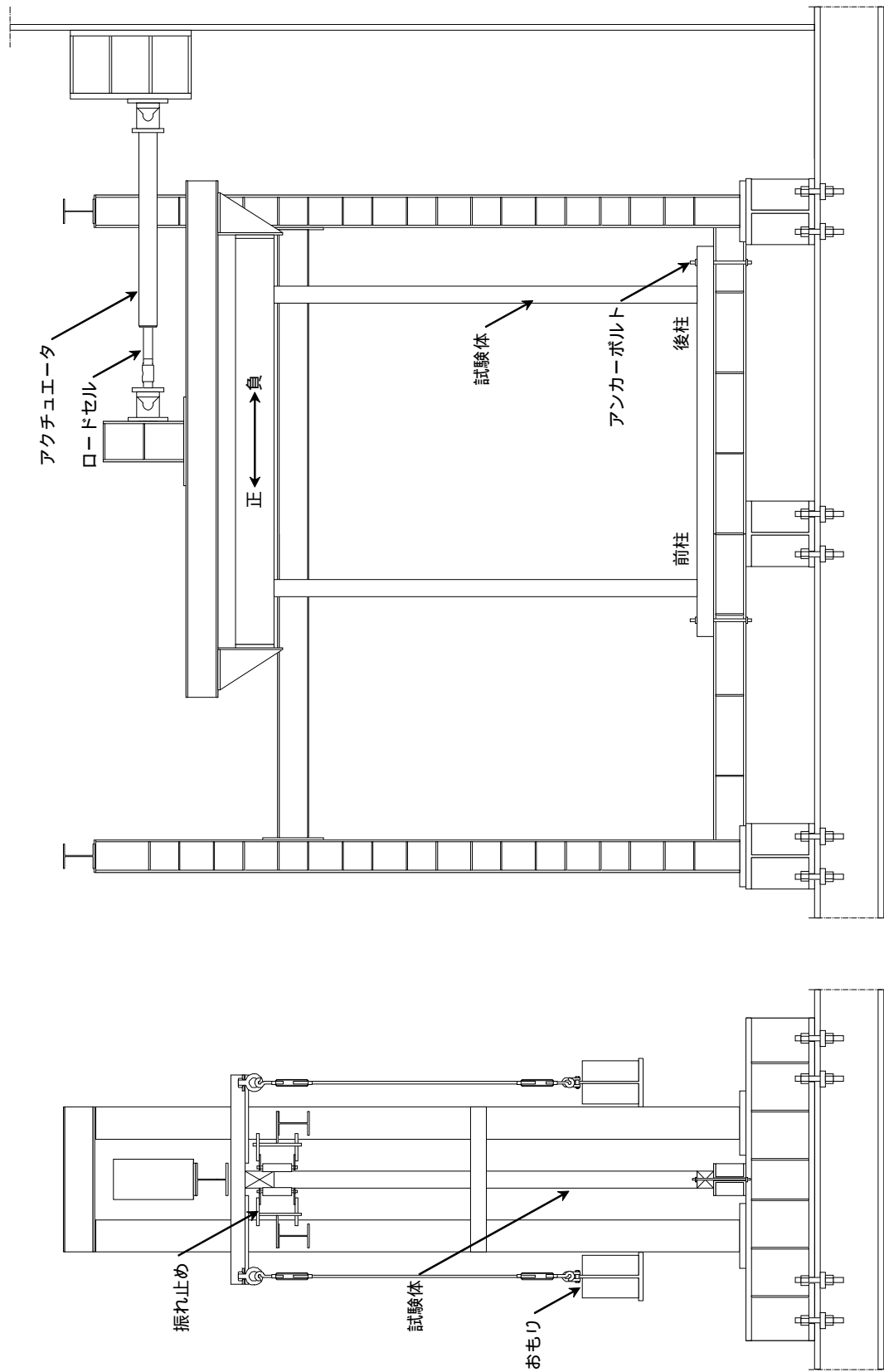


図 2.2 加力装置の立面図

2.2.2 試験体概要

試験体は表 2.1 および図 2.4 に示すように軸組試験体（4 体）、垂壁試験体（6 体）、全壁試験体（1 体）の 3 種類を対象とし、計 11 体とする。試験体の名称は表 2.1 に示すように、軸組試験体を F1 ~ F4、垂壁試験体を H1 ~ H6、全壁試験体を W1 としている。上載荷重、接合部仕様（山型プレートの有無、ほぞ形状）、柱寸法の影響（105 角、150 角）、垂壁の有無や垂壁の仕様（乾式パネル^{2.1)}、土壁、石膏ボード）をパラメータとして実験を行い、各々が木造軸組架構の変形性能に及ぼす影響について検討する。

試験体は柱、土台、桁、垂壁から構成されており、1 間試験体は 1820 × 2798 mm、2 間試験体は 3640 × 2798 mm を基本寸法とする。材種は柱と土台には杉、桁には米松を用いる。部材の基本寸法は柱および土台を 105 × 105 mm、桁を 105 × 240 mm としているが、試験体 H-2 では、柱および土台を 150 × 150 mm、桁を 150 × 240 mm としている。柱と桁および土台の接合部については図 2.5、2.6 に示すように、主に短ほぞ（ほぞ寸法：30 × 84 × 52.5 mm）に加えて両面山型プレートで留める仕様とし、試験体 F-3 では短ほぞのみ、試験体 F-4 では長ほぞ（ほぞ寸法：30 × 84 × 100 mm）、試験体 H-2 ではほぞ寸法を 36 × 120 × 52.5 mm としている。垂壁試験体の垂壁は、試験体上部 910 mm に取り付けている。垂壁の仕様は、乾式パネルでは 26 mm 厚のパネルを片面貼りの受け材仕様で施工している^{2.1)}。土壁では竹小舞下地に 15 × 105 mm の内法貫を 1 段配置し、塗り厚 60 mm の中塗り仕上げとしている。石膏ボードでは 9.5 mm 厚のボードを両面貼りとし、横置日型の 900 mm 間隔、ボードピスの間隔は 150 mm で施工している^{2.2)}。全壁試験体では 15 × 105 mm の内法貫を 3 段配置し、垂壁と同様に塗り厚 60 mm の中塗り仕上げとしている。なお、柱の名称については、図 2.3 に示すように加力方向の正側を前柱、負側を後柱と呼び、試験体 H-6 に関しては、加力方向の正側から順に前柱、中柱、後柱と呼ぶ。

上載荷重（おもり）は、試験体の柱脚部に浮き上がりが生じないように各試験体の最大耐力を想定して決定して表 2.1 に示す^{2.3), 2.4)}。

2.2.3 計測方法

計測方法は図 2.7 に示すように、試験体の層間変形角、柱と横架材の接合部回転角を計測できるように変位計を設置し、部材の応力状態を確認できるように歪みゲージを貼付している。試験体の損傷は目視により観察する。

2.2.4 材料特性

試験体に用いた柱材は水平加力実験終了後に曲げ試験^{2.5)}を実施している（H-2、W-1 を除く）。以下では、柱材のヤング係数は曲げ試験結果を用いて分析するが、曲げ試験を実施できなかった柱材（杉）については、木質構造設計規準^{2.6)}に従ってヤング係数 7.0 kN/mm² として分析する。各試験体で用いた柱のヤング係数（前後柱の平均値）を表 2.1 に示す。

表 2.1 試験体一覧

(a) 試験体の仕様

種類	試験体名	接合部仕様	耐震要素	ヤング係数 [kN/mm ²]	上載重量 [kN]	備考
軸組	F-1	短ほぞ(山型プレート留め)		7.7	9.3	
	F-2	短ほぞ(山型プレート留め)		7.3	4.5	
	F-3	短ほぞ		8.4	9.3	
	F-4	長ほぞ		7.0	16.5	
垂壁	H-1	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	6.7	23.7	
	H-2	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	7.0*	23.7	柱150角
	H-3	短ほぞ(山型プレート留め)	石膏ボード(9.5mm)両面	5.6	23.7	
	H-4	短ほぞ(山型プレート留め)	土壁(60mm)	6.8	23.7	
	H-5	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	7.4	30.9	垂壁+腰壁
	H-6	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	5.7	44.9	2間試験体
全壁	W-1	短ほぞ(山型プレート留め)	土壁(60mm) 三段貫(15×105mm)	7.0*	23.7	

* 柱の曲げ試験を実施できておらず、木質構造設計規準^{2.6)}に基づいて 7.0 kN/mm² に設定

(b) 試験体の部材寸法

種類	試験体名	柱寸法[mm] (幅×成×高さ)	桁寸法[mm] (幅×成×高さ)	土台寸法[mm] (幅×成×高さ)	柱頭ほぞ寸法[mm] (幅×成×高さ)	柱脚ほぞ寸法[mm] (幅×成×高さ)
軸組	F-1	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	F-2	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	F-3	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	F-4	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×100	30×84×100
垂壁	H-1	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	H-2	150×150×2625	150×240×2520	150×150×2420	36×120×52.5	36×120×52.5
	H-3	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	H-4	105×105×2558	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	H-5	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	H-6	105×105×2625	105×240×4340	105×105×4240	30×84×52.5	30×84×52.5
全壁	W-1	105×105×2558	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5

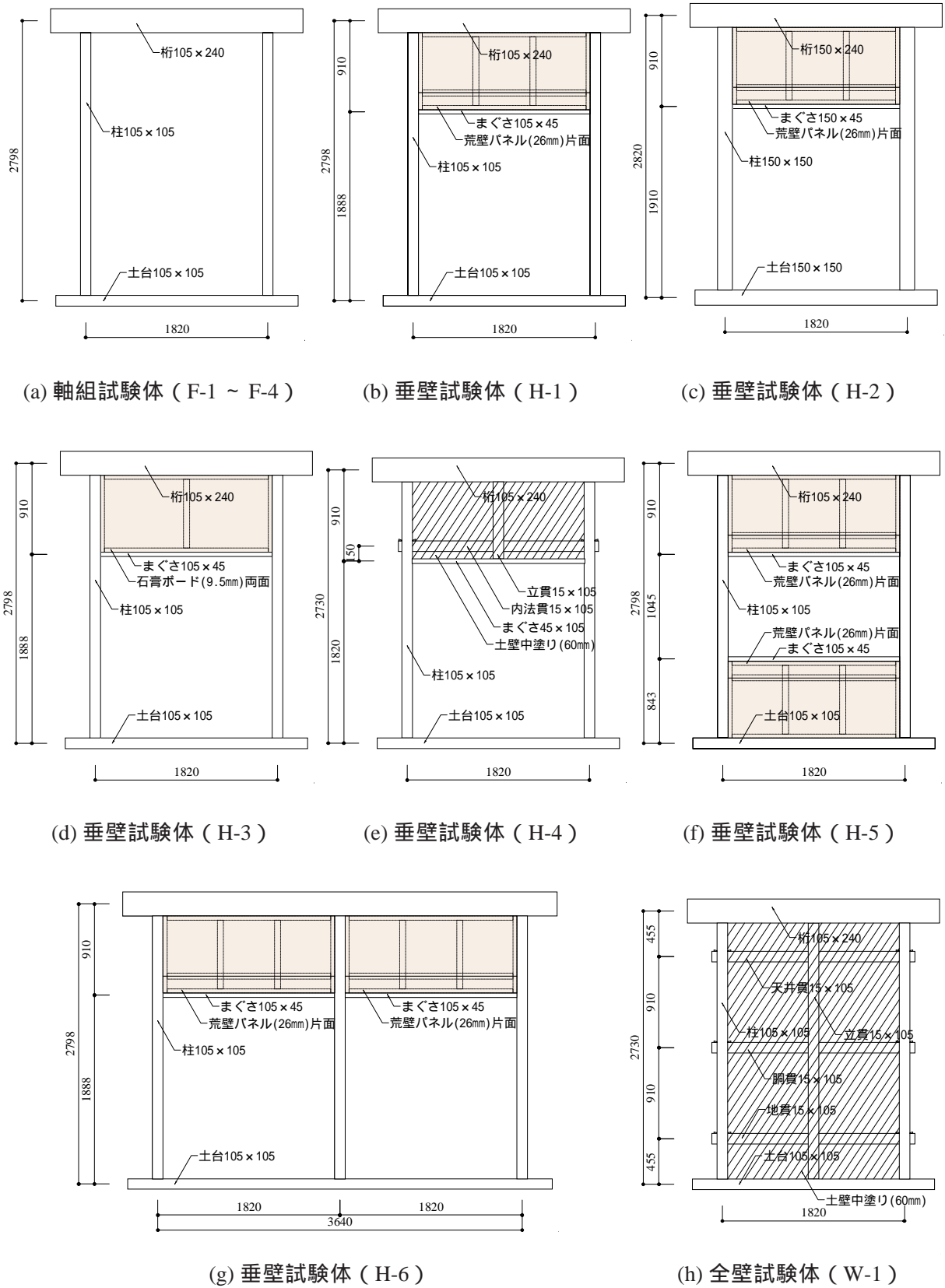
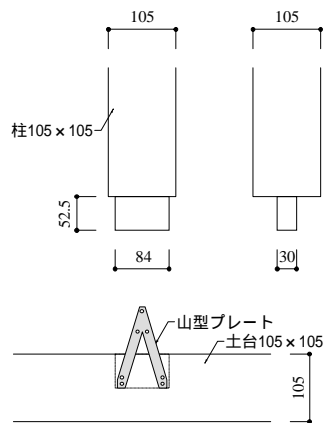
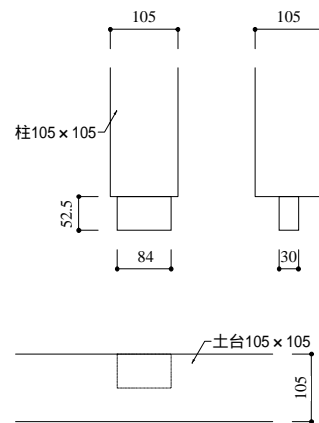


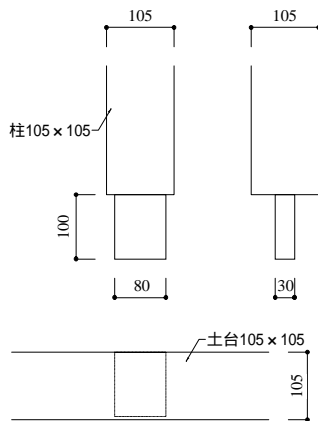
図 2.4 試験体立面図



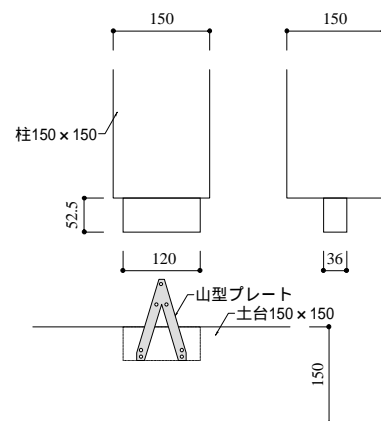
(a) 短ほぞ + 山型プレート



(b) 短ほぞ

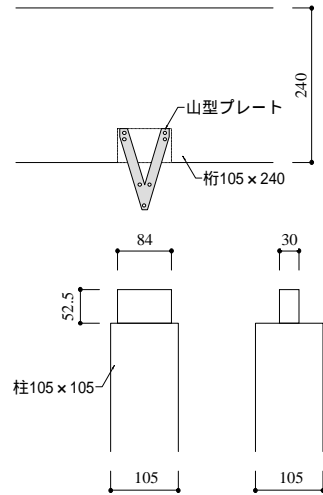


(c) 長ほぞ

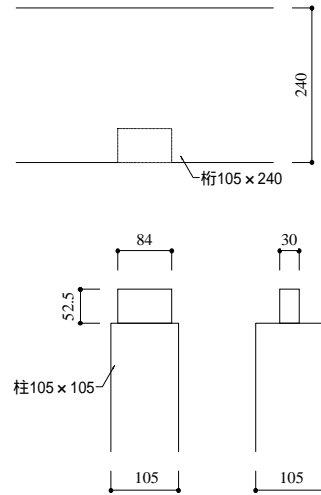


(d) 短ほぞ + 山型プレート (試験体 H-2)

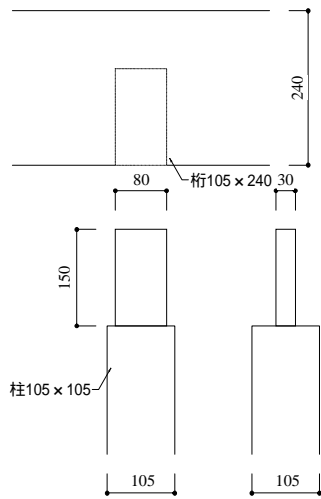
図 2.5 柱脚接合部詳細図



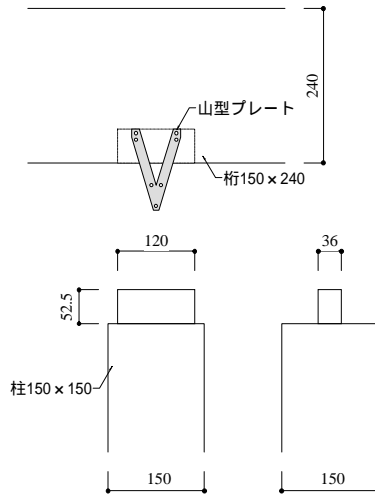
(a) 短ほぞ + 山型プレート



(b) 短ほぞ



(c) 長ほぞ



(d) 短ほぞ + 山型プレート (試験体 H-2)

図 2.6 柱頭接合部詳細図

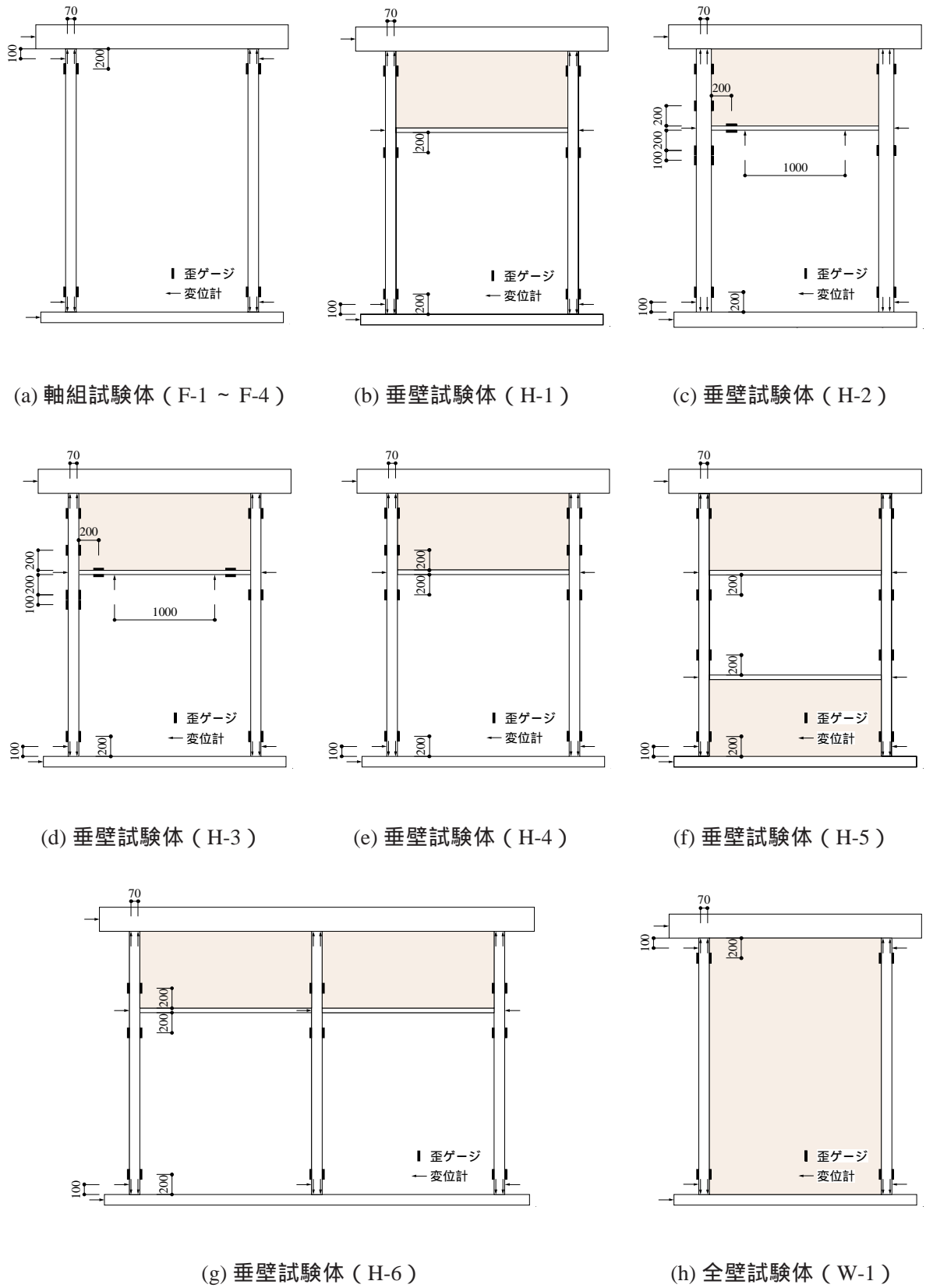


図 2.7 計測位置

2.3 試験体に作用する力

2.3.1 水平抵抗力と層せん断力の関係

大変形領域を考慮し、試験体に作用する力の釣合を図2.8のように仮定する。鉛直方向の上載重量 W との力の釣合および水平方向の水平荷重 H との力の釣合は、柱1本あたりのせん断力 Q_i 、軸力 N_i および層間変形角 R を用いて次式で表される。

$$\text{鉛直方向：} W = \sum Q_i \cdot \sin R + N_i \cdot \cos R \quad (2.1)$$

$$\text{水平方向：} H = \sum Q_i \cdot \cos R - N_i \cdot \sin R \quad (2.2)$$

層間変形角 R は、試験体頂部の水平変位 u を柱の内法高さ H_L で除して求めている。水平荷重 H は試験体の水平抵抗力 H と言い換えることができ、水平荷重 H = 水平抵抗力 H となる。一方、試験体の層せん断力 Q_H は式(2.2)の右辺第1項に相当し、柱の水平せん断力の総和として次式で表される。

$$Q_H = \sum Q_i \cdot \cos R \quad (2.3)$$

なお、柱のせん断力 Q_i は、加力方向に対して柱の両面に貼付した歪みゲージの値 $\varepsilon_{ai}, \varepsilon_{bi}$ 、ヤング係数 E および断面係数 Z から柱頭、柱脚部での曲げモーメント M_{Ui}, M_{Di} を求めた後、歪みゲージ間距離 L_M を用いて次式から算出している。

$$Q_i = (M_{Ui} + M_{Di}) / L_M \quad (2.4)$$

$$M_{Ui, Di} = \frac{(\varepsilon_{ai} - \varepsilon_{bi})}{2} E \cdot Z \quad (2.5)$$

図2.7に示すように、歪みゲージは柱端部から200 mm離して貼付しており、柱端部での曲げモーメントは歪みゲージ位置の曲げモーメントから線形補間して求めている。水平抵抗力 H (= 水平荷重 H) はアクチュエータに取り付けたロードセルの値に相当する。一例として、軸組試験体(F-1)の水平抵抗力 H と層せん断力 Q_H を比較して図2.9に示す。

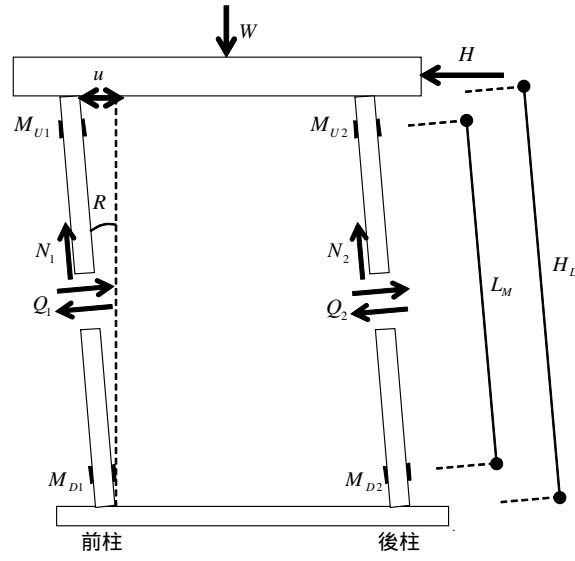


図 2.8 試験体に作用する力

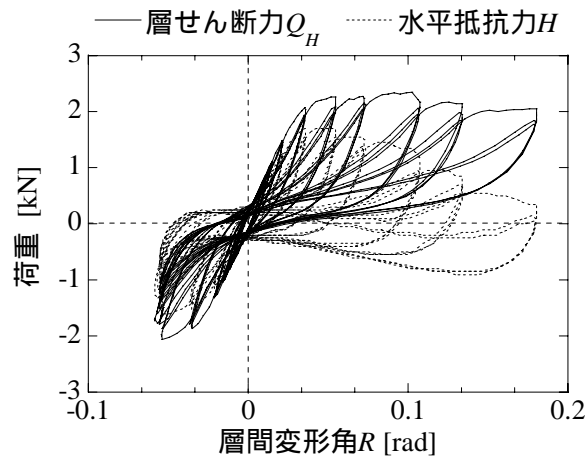


図 2.9 層せん断力と水平抵抗力（試験体 F-1）

2.3.2 $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力

次に、 $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力を用いて、水平方向の力の釣合を考える。ここでは、柱頭、柱脚部で柱が横架材にめり込み、浮き上がる事による軸心のずれを考慮して $P\Delta$ 効果に作用する Δ を仮定し、 $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力を算定する。

図 2.10(a)に示すように、柱 1 本に作用する鉛直力 P_i の柱頭部と柱脚部間の水平距離が $P\Delta$ 効果に作用する Δ と考える。柱頭、柱脚接合部における横架材の応力状態を三角形分布と仮定し、鉛直力 P_i は各接合部の応力中心位置に作用すると仮定する。鉛直力が作用する応力中心位置を軸心として扱うと、水平加力時には軸心は柱心からずれてくる。柱幅 L_c として、柱が横架材と接する割合を接地率 η とすれば、柱が横架材と接する長さは ηL_c となり、水平加力時に軸心がずれることによって生じる水平距離 L_p は次式で表される。

$$L_p = (1 - 2\eta / 3)L_c \quad (2.6)$$

式(2.6)から軸心がずれる効果を $(1 - 2\eta / 3)$ として扱う。水平加力時に軸心がずれる事を考慮して、試験体頂部の水平変位を u とすれば、 $P\Delta$ 効果に作用する Δ は $\Delta = L_p - u$ となり、式(2.2)に示した水平方向の力の釣合は、柱の内法高さ H_L を用いて次式で表される。

$$H = Q_H + \sum P_i(L_p - u) / H_L \quad (2.7)$$

式(2.7)の右辺第 2 項が $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力に対応し、第 2 項が正の値を示す変形領域 ($L_p > u$) では柱傾斜復元力特性^{2.7)}に対応する (図 2.10(b))。

なお、接地率 η は接合部回転角 θ と柱が横架材から離れ始める限界回転角 θ_0 を用いて次式で表される^{2.8)}。

$$\eta = (\theta_0 / \theta)^{1/2} \quad (2.8)$$

柱断面が柱幅 L_c で正方形の場合、柱が横架材から離れ始める限界回転角 θ_0 は、柱心位置におけるめり込み変位 d 、単位面積当たりのめり込み剛性 $K_{C,90}$ 、鉛直力 P_i の関係から次式のように求められる。

$$\theta_0 = d / (L_c / 2) = 2P_i / (K_{C,90} \cdot L_c^3) \quad (2.9)$$

めり込み剛性 $K_{C,90}$ は文献^{2.9)}に基づいて、繊維直交方向における材中央部の値を用いる。杉の場合 $K_{C,90} = 1.8 \text{ N/mm}^3$ 、米松の場合 $K_{C,90} = 2.7 \text{ N/mm}^3$ となる。式(2.9)からめり込み剛性 $K_{C,90}$ 、柱幅 L_c が大きいほど限界回転角 θ_0 は小さくなり、剛体仮定時の挙動に近づく。また、図 2.10(a)に示すように柱に曲げ変形が生じない場合、層間変形角 R は接合部回転角 θ と等しくなる。

2.3.3 水平抵抗力を喪失する層間変形角

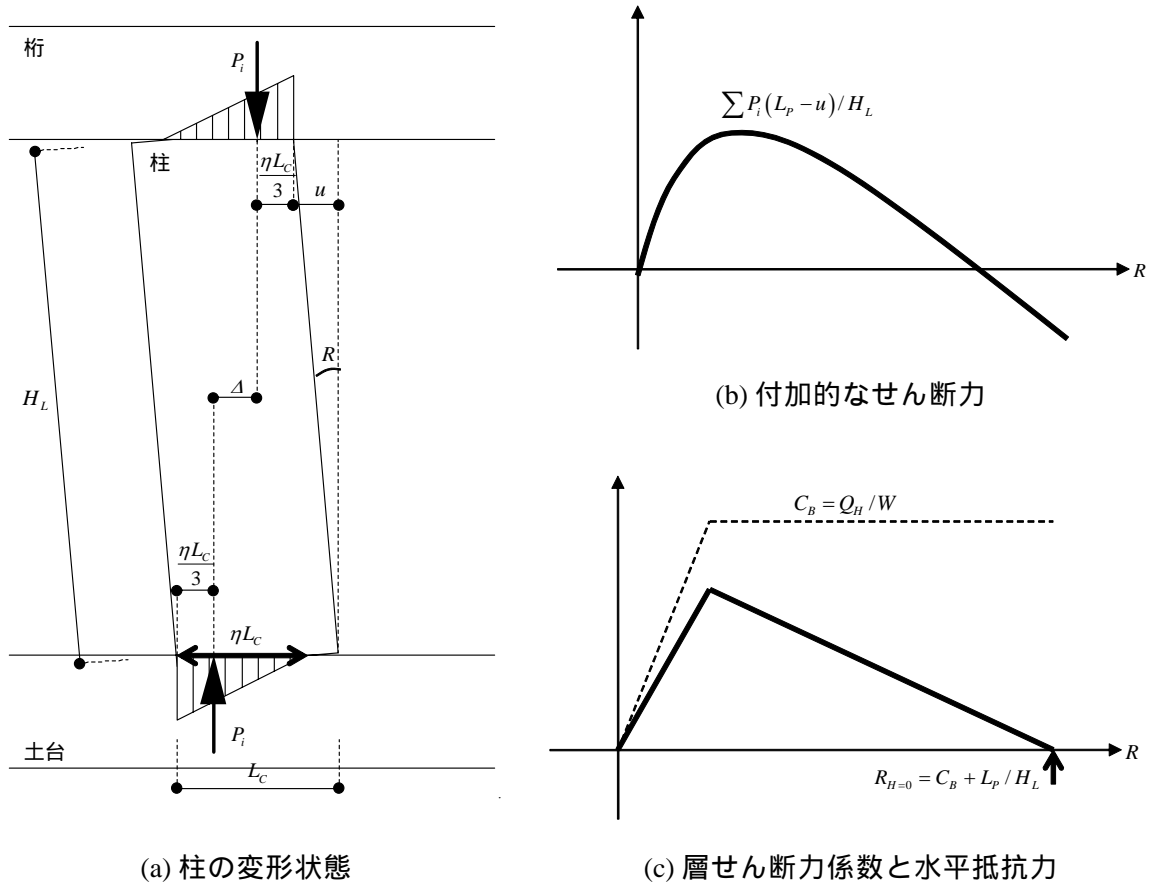
次に、水平抵抗力 H を喪失する層間変形角について示す。層せん断力係数 C_B を層せん断力 Q_H と上載重量 W から $C_B = Q_H / W$ とすれば、式(2.7)は次式のように書き換えることができる。

$$H / Q_H = 1 - \frac{1}{C_B} \left(\frac{u}{H_L} - \frac{L_p}{H_L} \right) \quad (2.10)$$

図 2.10(c) に示すようにバイリニア型の復元力特性を考え、水平抵抗力喪失時の層間変形角を $R_{H=0} = u / H_L$ とすれば、 $R_{H=0}$ と層せん断力係数 C_B との関係は式(2.10)から次式で表される。

$$R_{H=0} = C_B + L_p / H_L \quad (2.11)$$

なお、以下の分析では最大層せん断力 $Q_{H,max}$ を上載重量 W で除した層せん断力係数の最大値を $C_{B,max}$ とし、層間変形角 R 時の層せん断力係数を $C_{B,R} (= Q_{H,R} / W)$ で表す。


 図 2.10 $P\Delta$ 効果の概要

2.4 試験体の損傷と層せん断力

本節では、各試験体に生じた損傷が層せん断力の低下に及ぼす影響と、大変形領域で負担可能な層せん断力について示す。

2.4.1 柱折損が層せん断力の低下に及ぼす影響

まず、試験体に生じた損傷のうち層せん断力の低下に及ぼす影響が大きい柱折損について、柱の水平せん断力と接合部曲げモーメントおよび曲げ応力を用いて分析する。

2.4.1.1 柱の水平せん断力と接合部曲げモーメント

柱の水平せん断力と接合部曲げモーメントについて、層間変形角との関係を軸組試験体（試験体 F-1）と垂壁試験体（試験体 H-1）を比較して図 2.11 に示す。なお、垂壁試験体では、柱頭部での接合部曲げモーメントは鴨居下の値を示している。柱の水平せん断力は、軸組試験体の場合 0.1rad 以上の大変形領域でも前後柱で概ね均等で、一定値を負担している。一方垂壁試験体の場合、柱折損が生じるまで柱の水平せん断力は増加し続け、柱が折損する直前には前柱が層せん断力の 6 割程度を負担している（図 2.11(a)）。柱が折損した直後、柱の水平せん断力は大きく低下するが、折損断面で柱が完全に離れる訳ではなく、軸組試験体程度の水平せん断力は保持できている。接合部曲げモーメントを比較すると、柱脚部では軸組試験体と垂壁試験体で同程度となっているが、垂壁試験体では鴨居下での接合部曲げモーメントが増加し、応力が集中している（図 2.11(b)）。

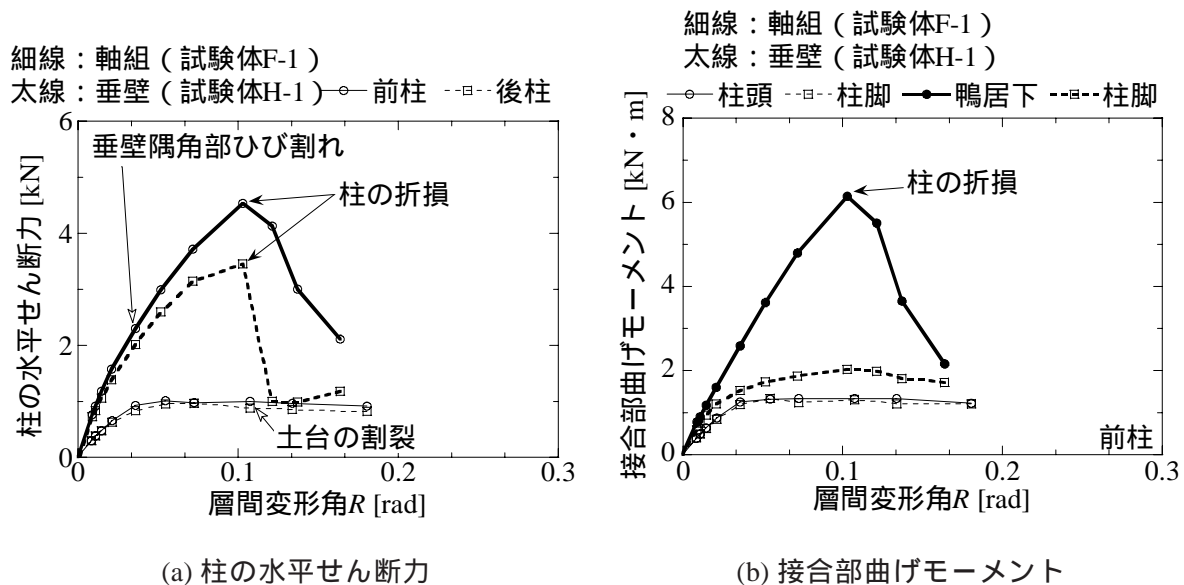


図 2.11 柱の水平せん断力と接合部曲げモーメント

2.4.1.2 柱寸法と垂壁強度の違いが柱折損に及ぼす影響

次に、柱寸法と垂壁強度の違いが柱折損に及ぼす影響について分析する。前柱の鴨居下における曲げ応力を垂壁試験体4体の結果を比較して図2.12に示す。曲げ応力は曲げモーメントを柱の断面係数 Z で除した後、柱の圧縮応力を引いて求めている。

柱に折損が生じる場合、鴨居下での曲げ応力は層間変形角とともに増加し、柱の曲げ強度に達すると柱折損が生じている。柱折損が生じた場合、柱の曲げ応力の最大値は 18 N/mm^2 以上となっているのに対し、柱折損が生じない場合、先に垂壁の圧縮破壊やせん断ひび割れが生じるため曲げ応力の増加が止まり、 10 N/mm^2 程度で一定値を示すようになる。そのため、柱寸法を 150 mm とした試験体 H-2 のように、垂壁試験体でも柱折損を回避することで高い層せん断力を保持させたまま変形性能を向上できる可能性がある。

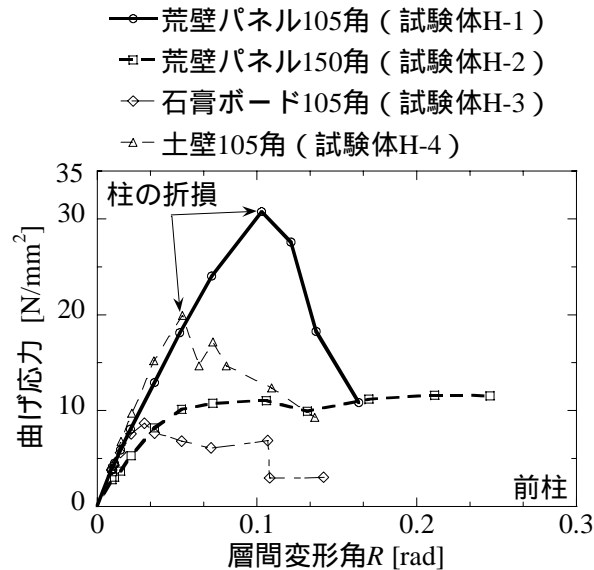


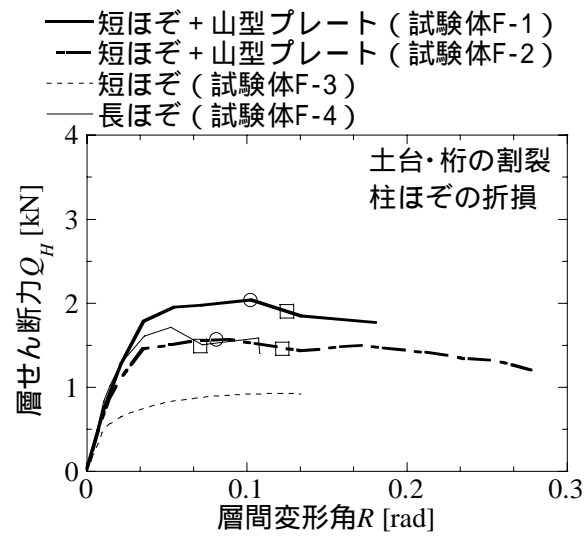
図 2.12 垂壁試験体 4 体の鴨居下における曲げ応力

2.4.2 試験体の損傷と層せん断力

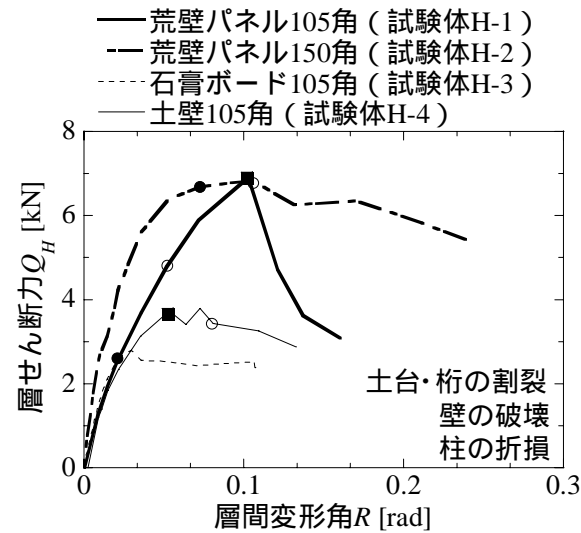
次に、試験体に生じた損傷が層せん断力の低下に及ぼす影響について示す。本章で用いた全試験体の層せん断力 Q_H と層間変形角 R の関係と、試験体に生じた損傷を図 2.13 にまとめて示す。ただし、垂壁 + 腰壁試験体（試験体 H-5）では柱折損時に歪ゲージが剥がれている事、全壁試験体（試験体 W-1）では全壁がせん断力を負担している事から、歪ゲージの値から層せん断力 Q_H を算出できておらず、2.5.3 項の結果を基に水平抵抗力 H から層せん断力 Q_H を推定している。試験体に生じた損傷については、土台・桁の割裂、柱ほぞの折損、壁の損傷（圧縮破壊やせん断ひび割れ）、柱の折損を対象とする。

土台・桁の割裂、柱ほぞの折損などの損傷は、軸組試験体や垂壁試験体などの試験体の種類によらず確認されているが、急激な層せん断力の低下は見られない。垂壁試験体では 2.4.1 項で示した柱の折損の他に、垂壁の破壊（圧縮破壊やせん断ひび割れ）が生じており、生じる損傷により破壊モードが異なる。垂壁の破壊が生じる場合、垂壁の破壊は層せん断力の最大値付近で生じ、その後垂壁の破壊が進むにつれて徐々に層せん断力が低下していく。一方柱の折損が生じる場合、柱の曲げ応力が曲げ強度に達すると柱の折損が生じ（図 2.12）、直後に大きく層せん断力が低下して同じ接合部仕様を有する軸組試験体の層せん断力に漸近していく。柱折損が生じた垂壁 + 腰壁（試験体 H-5）、垂壁 2 間試験体（試験体 H-6）でも図 2.12 と同様の傾向が見られる。また、柱の折損が生じた試験体では、層せん断力係数に関わらず層間変形角 $0.05 \sim 0.12$ rad 程度で柱折損が生じ、層間変形角 $0.13 \sim 0.16$ rad 程度で水平抵抗力を喪失している（図 2.13(b), (c)）。全壁試験体（試験体 W-1）の場合、土壁のせん断破壊が進むにつれて層せん断力を喪失する。全壁試験体では軸組に貫が入っているが、垂壁試験体と同様に土壁のせん断破壊が進むに従い、同じ接合部仕様を有する軸組試験体の層せん断力に漸近していく。

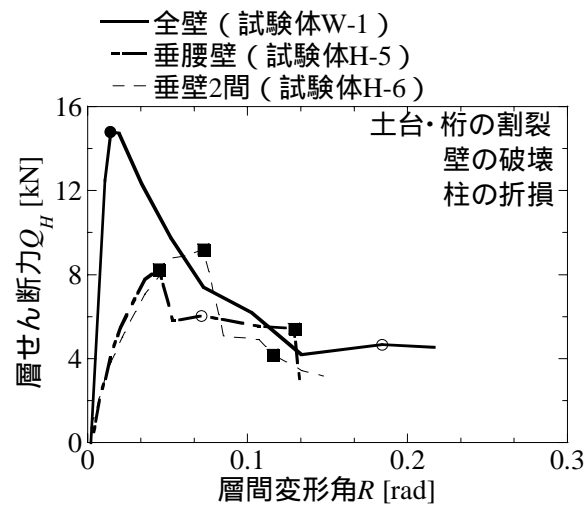
以上より、壁の破壊が生じた全壁試験体や柱の折損が生じた垂壁試験体では、大変形領域での層せん断力は同じ接合部仕様を有する軸組試験体の層せん断力に漸近していく。土台・桁の割裂、柱ほぞの折損が層せん断力の低下に及ぼす影響は小さい。



(a) 軸組試験体



(b) 垂壁試験体



(c) その他試験体

図 2.13 層せん断力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

2.5 $P\Delta$ 効果が変形性能に及ぼす影響

本節ではまず、 $P\Delta$ 効果に影響を及ぼす要因として柱の曲げ変形および軸心のずれについて分析し、層せん断力から水平抵抗力を算定できる事を確認する。次に、 $P\Delta$ 効果が木造軸組架構の変形性能に及ぼす影響として水平抵抗力を喪失する層間変形角に着目し、層せん断力係数から水平抵抗力を喪失する層間変形角を推定する。

2.5.1 柱の曲げ変形の影響

まず、柱の曲げ変形が $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力に及ぼす影響について分析する。柱の曲げ変形と層間変形角との関係について、層間変形角 R に対する接合部回転角 θ の割合 θ/R を用いて分析する。

層間変形角に対する接合部回転角の割合 θ/R と層間変形角 R との関係を図 2.14 に示す。試験体による θ/R の違いを比較すれば、軸組試験体や全壁試験体、柱の折損が生じなかった垂壁試験体（試験体 H-2）では、柱頭、柱脚部の接合部位置によって挙動に大差はなく、層間変形角 0.03 rad 程度までは θ/R は 0.7 程度と柱の曲げ変形が占める割合は 3 割程度となっている。その後、層間変形角が 0.1 rad 以上と大きくなると θ/R は 1 に近づき、柱の曲げ変形が占める割合は 1 割程度と小さくなる。一方、柱折損が生じた垂壁試験体（試験体 H-1）では、柱の折損が生じるまでは逆に曲げ変形が卓越して θ/R は 1.2 程度となるが、柱の折損後は柱の曲げ変形が占める割合は 1 割程度になり、層間変形角 R は接合部回転角 θ と概ね等しくなる。

以上より、層間変形角の増大に伴って接合部モーメントが一定値に漸近して接合部回転角が増大することに対応して、層間変形角 0.1 rad 以上では層間変形角に占める柱の曲げ変形の割合は 1 割程度と小さくなる。そのため、上載重量が分かれば層間変形角から $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力を概ね説明できると考えられる。

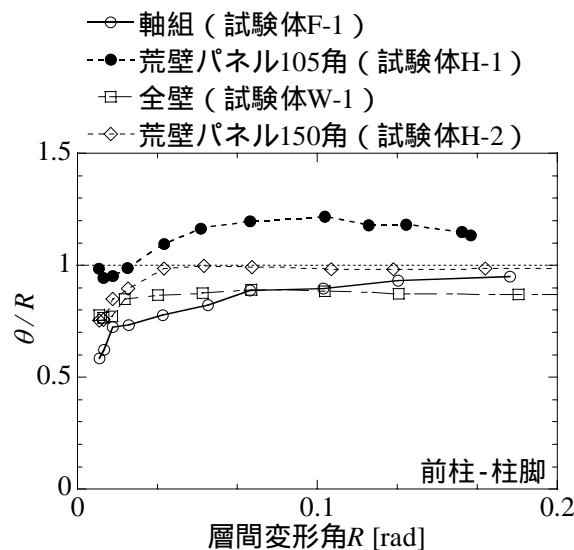


図 2.14 層間変形角と接合部回転角の関係

2.5.2 軸心がずれる効果

次に、接地率 η と軸心がずれる効果 $(1-2\eta/3)$ について、接合部回転角 θ との関係を図 2.15 に示す。柱が横架材から離れ始める限界回転角 θ_0 は、杉材の単位面積当たりのめり込み剛性 $K_{C,90}$ を用いて算定しており(式(2.9))、本章で用いた試験体では $0.002 \sim 0.012$ rad 程度となる。接合部回転角 θ が大きくなるに従い、接地率 η は $0.1 \sim 0.3$ 程度、軸心がずれる効果 $(1-2\eta/3)$ は $0.7 \sim 0.9$ 程度に漸近し、接合部回転角 0.03 rad 以上では大きな変化はない。そのため、層間変形角 R と接合部回転角 θ が概ね等しいと考えると、層間変形角 0.03 rad 以上では軸心がずれることによって生じる水平距離 L_p は式(2.6)より L_C の $0.7 \sim 0.9$ 倍程度となる。

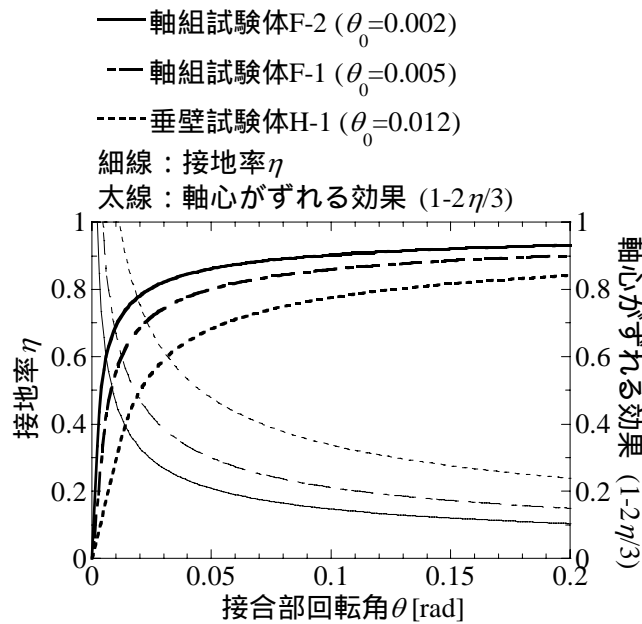


図 2.15 接地率と軸心がずれる効果

2.5.3 水平抵抗力の算定

次に、2.5.1 項の結果を基に、式(2.7)に基づいて $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力を算定し、層せん断力 Q_H から水平抵抗力 H を算定する。軸組試験体 F-1 と垂壁試験体 H-1 の水平抵抗力 H と層間変形角 R の関係について、実験値と計算値を比較して図 2.16 に示す。軸組試験体、垂壁試験体ともに、式(2.7)に基づいて算定した値と実験値は概ね一致している。そのため、式(2.7)に示した $P\Delta$ 効果を考慮した力の釣合式を基に、層間変形角 R を用いて水平抵抗力 H と層せん断力 Q_H とは互いに換算できる。

次に、軸組試験体（試験体 F-1 ～ F-4）と垂壁試験体（試験体 H-1 ～ H-4）の計 8 体の水平抵抗力喪失時の層間変形角 $R_{H=0}$ について、式(2.11)に基づいて層せん断力 Q_H から算定した値と実験値を比較して図 2.17 に示す。水平抵抗力喪失時の層間変形角 $R_{H=0}$ はいずれの試験体でも実験値と計算値は概ね一致している。式(2.7)に示したように、試験体の層せん断力 Q_H と水平抵抗力 H との関係は、上載重量 W がわかれば $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力を考慮することで説明できることが再確認できる。

以上より、 $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力は式(2.7)に基づいて層間変形角から概ね算定でき、層せん断力から水平抵抗力を概ね算定できる。

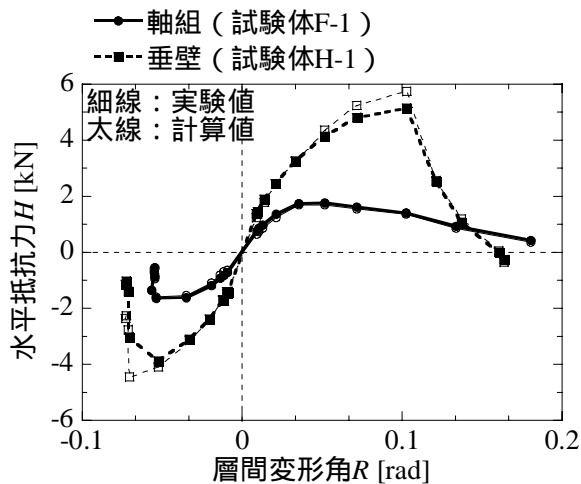


図 2.16 水平抵抗力の実験値と計算値の比較

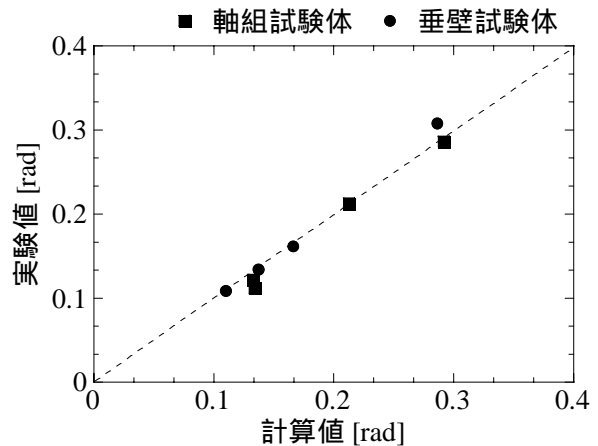


図 2.17 水平抵抗力喪失時の層間変形角の実験値と計算値の比較

2.5.4 層せん断力係数に基づく水平抵抗力喪失時の層間変形角の推定

最後に、層せん断力係数から水平抵抗力喪失時の層間変形角を推定する式を提案する。2.5.3項で示したように、水平抵抗力と層せん断力との関係は式(2.7)で概ね説明できており、軸心がずれる効果がわかれば、水平抵抗力喪失時の層間変形角は式(2.11)から求めることができる。2.5.2項より軸心がずれる効果 $(1-2\eta/3)$ を0.8で一定とし、柱幅 L_C を用いて式(2.11)を書き直せば、水平抵抗力喪失時の層間変形角 $R_{H=0}$ と層せん断力係数 C_B の関係は次式で表される。

$$R_{H=0} = C_B + 0.8L_C / H_L \quad (2.12)$$

式(2.12)を水平抵抗力喪失時の層間変形角 $R_{H=0}$ の予測式とし、 $R_{H=0}$ を説明可能な層せん断力係数について分析する。

木造軸組架構の層せん断力 - 層間変形角関係は、バイリニア型で表される訳ではなく損傷によって層せん断力を低下させている(図 2.13)。垂壁試験体や全壁試験体では、柱の折損や全壁の破壊によって層せん断力 Q_H が大きく低下するため、例えば垂壁試験体 H-1 のように、最大耐力時の層せん断力係数 $C_{B,max}$ が0.35程度と高くても、水平抵抗力喪失時の層間変形角 $R_{H=0}$ は0.15 rad程度と小さくなる。そのため、最大耐力時の層せん断力係数 $C_{B,max}$ と水平抵抗力喪失時の層間変形角 $R_{H=0}$ との関係は式(2.12)では表せない。そこで、垂壁試験体や全壁試験体の層せん断力が大変形領域(層間変形角0.1 ~ 0.15 rad程度)では同じ接合部仕様を有する軸組試験体の層せん断力に漸近している事に着目し、その時の層せん断力係数から水平抵抗力喪失時の層間変形角 $R_{H=0}$ を推定することを考える。

全試験体 11 体の実験結果について、層間変形角0.1 ~ 0.15 rad程度の大変形領域における層せん断力係数 $C_{B,0.1-0.15}$ と水平抵抗力喪失時の層間変形角 $R_{H=0}$ との関係を図 2.18 に示す。なお、同図に示す式(2.12)では、柱幅 $L_C = 105$ mm、柱の内法高さ $H_L = 2625$ mm の場合を想定している。層間変形角0.1 ~ 0.15 rad程度の大変形領域における負担可能な層せん断力係数 $C_{B,0.1-0.15}$ を用いることで、 $C_{B,0.1-0.15}$ と水平抵抗力喪失時の層間変形角 $R_{H=0}$ との関係は、予測式と概ね対応する結果となっている。前述したように、大変形領域では同じ接合部仕様を有する軸組試験体の層せん断力に漸近していくことから、大変形領域における負担可能な層せん断力係数 $C_{B,0.1-0.15}$ を用いて水平抵抗力喪失時の層間変形角 $R_{H=0}$ を推定できると考えられる。予測式(式(2.12))によれば、大変形領域(層間変形角0.1 ~ 0.15 rad程度)における負担可能なせん断力係数 $C_{B,0.1-0.15}$ が0.2程度あれば、層間変形角0.2 rad程度まで水平抵抗力を保持できることがわかる。そのため、木造建物の変形性能を活かした耐震設計を行うためには、最大層せん断力のみに着目するのではなく、柱の折損のような層せん断力を大きく低下させる損傷を回避させた上で、大変形領域における負担可能な層せん断力も考慮しておくことが重要である。

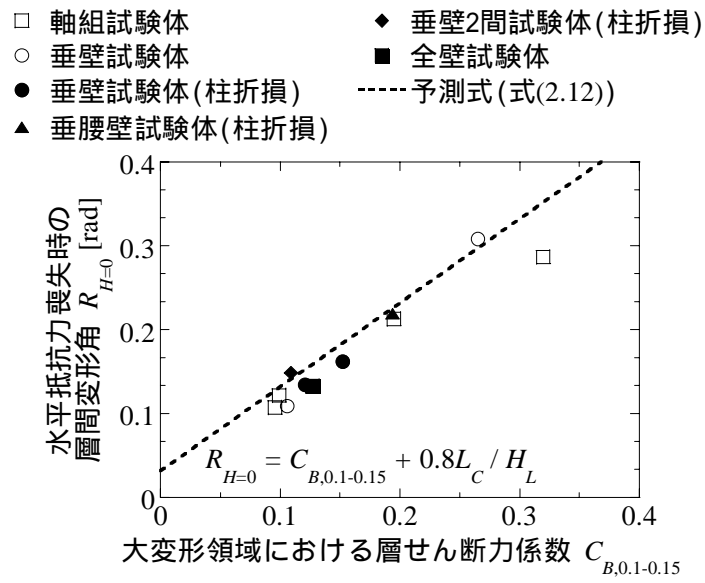


図 2.18 全 11 試験体の大変形領域における層せん断力係数と
水平抵抗力喪失時の層間変形角の関係

2.6 結論

本章では、木造軸組架構の試験体（軸組、垂壁、垂壁腰壁、全壁）を対象として、層間変形角 0.1 rad を大きく超える大変形領域に至るまで漸増繰り返しの静的水平加力実験を行い、木造軸組架構の損傷が層せん断力に及ぼす影響について分析した。また、柱の曲げ変形や軸心のずれが $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力に及ぼす影響について分析した。最後に、木造軸組架構の変形性能として水平抵抗力を喪失する層間変形角に着目し、層せん断力係数から水平抵抗力喪失時の層間変形角を推定する式を構築した。

なお、分析を行うにあたり、静的水平加力実験中の水平荷重を試験体の水平抵抗力とし、歪ゲージの値から算出した各柱のせん断力の水平方向の総和を試験体の層せん断力として扱った。水平抵抗力から $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力を取り除いた力を層せん断力、層せん断力を上載重量で除した値を層せん断力係数とした。得られた成果を以下にまとめる。

- 1) 全壁試験体では全壁の破壊、垂壁試験体では柱の折損が生じた後、大変形領域での層せん断力は概ね一定値となり、同じ柱頭、柱脚部の接合部仕様を有する軸組試験体の層せん断力に漸近していく。
- 2) 柱の折損が生じない垂壁試験体や軸組試験体の層せん断力は、層間変形角が 0.2 rad 程度の大変形領域においても概ね一定値を保持する。
- 3) 層間変形角の増大に伴って柱脚の接合部曲げモーメントが一定値に漸近し、接合部回転角が増大することに対応して、層間変形角 0.1 rad 以上では層間変形角に占める柱の曲げ変形の割合は1割程度と小さくなる。
- 4) 以上の結果とともに $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力によって水平抵抗力を喪失している事に着目し、大変形領域（層間変形角 $0.1 \sim 0.15 \text{ rad}$ 程度）における負担可能な層せん断力より水平抵抗力を喪失する層間変形角の予測式を構築した。予測式によれば、大変形領域における負担可能な層せん断力係数が 0.2 程度あれば、水平抵抗力を喪失する層間変形角は 0.2 rad 程度である。

第3章

非構造部材が木造軸組架構の耐震性能に及ぼす影響

3.1 序論

地震後の被災木造建物では、構造体に被害が生じていなくても図 3.1 に示すように建具などの非構造部材には損傷が発生している場合があり、木造建物の耐震性能を把握するうえで非構造部材が構造体の耐震性能に及ぼす影響を把握しておくことは重要と考えられる。また、今後南海地震などの大地震が発生した際には、被害の広域化と専門家の不足などにより、地震後における被災木造建物の安全性の判断には時間がかかることが予想され、建物の安全性を簡易に即時判断できるようなシステムの構築が望まれる。

本章では、伝統構法木造建物に一般的に用いられる建具（障子、襖、舞良戸）を含む垂壁付木造軸組架構を対象とした静的水平加力実験を行い、建具に生じる損傷と最大層間変形角の関係や、建具が架構全体の水平抵抗力や部材の応力状態に及ぼす影響を把握することを目的とする。建具に生じる損傷と木造軸組架構の最大層間変形角の関係を把握することにより、地震後における建具の損傷状況から被災木造建物を経験した最大層間変形角を簡易に推定でき、地震後に被災木造建物の安全性を判断するための一つの指標になると考えられる。

本章の構成は以下の通りである。まず、3.2 節では静的水平加力実験および試験体の概要について述べる。次に、3.3 節では建具に生じる損傷と最大層間変形角の関係について述べ、試験体に生じた損傷についてまとめる。3.4 節では建具が架構全体の水平抵抗力や柱が負担する水平せん断力に及ぼす影響について述べ、最後に 3.5 節で本章のまとめを述べる。



(a) 建具のせん断変形



(b) 建具の面外座屈

図 3.1 非構造部材の損傷状況（2007 年能登半島沖地震）

3.2 静的水平加力実験の概要

3.2.1 加力方法

木造軸組架構の静的水平加力実験で用いる加力フレームは第2章と同様のものを用いる。加力スケジュールは、試験体 A-1 ~ A-3 は正負交番 3 回繰返加力、試験体 B-1, B-2 は正負交番 2 回繰返加力とする。ただし、アクチュエータのストロークの都合上、試験体頂部での変位と柱の内法高さ（試験体 A-1 ~ A-3 は 2625 mm、試験体 B-1, B-2 は 2940 mm）から求まる層間変形角が試験体 A-1 ~ A-3 は $1/15$ rad 以上、試験体 B-1, B-2 は $1/10$ rad 以上の加力サイクルでは、正側水平変位のみを漸増させて繰返加力し、試験体の水平抵抗力 H が 0 kN になるまで加力を行う。なお、水平抵抗力 H はロードセルの値である。

3.2.2 試験体概要

試験体は表 3.1 及び図 3.2 に示すように、柱 105 角の垂壁 A シリーズ（試験体 A-1 ~ A-3）、柱 140 角の垂壁 B シリーズ（試験体 B-1, B-2）の 2 種類、計 5 体を対象とし、建具の有無をパラメータとして実験を行う。垂壁 B シリーズは、和歌山県高野山町にある重要文化財（建造物）金剛三昧院客殿の架構形式を模して作られている。試験体は柱、土台、桁、垂壁、足固（垂壁 B シリーズのみ）から構成されており、垂壁 A シリーズは 1820×2798 mm、垂壁 B シリーズは 2026×3075 mm を基本寸法としている。材種は、垂壁 A シリーズは柱と土台には杉、桁には米松を用い、垂壁 B シリーズはすべて桧を用いる。垂壁 A シリーズの部材の基本寸法は、柱および土台を 105×105 mm、桁を 105×240 mm とし、垂壁 B シリーズは、柱を 140×140 mm、土台を 140×90 mm、桁を 130×180 mm としている。柱と桁および土台の接合部については図 3.3, 3.4 に示すように、垂壁 A シリーズでは短ほぞ（ほぞ寸法： $30 \times 84 \times 52.5$ mm）に加えて両面山型プレートで留める仕様とし、垂壁 B シリーズでは短ほぞ（ほぞ寸法： $45 \times 45 \times 45$ mm）のみとしている。垂壁 B シリーズの柱と足固の接合部については図 3.5 に示すように、ほぞ（ほぞ寸法： $45 \times 75 \times 155$ mm）を柱に通した後に楔締めとしている。垂壁は、垂壁 A シリーズでは試験体上部 910 mm、垂壁 B シリーズでは上部 720 mm に取り付けられている。垂壁の仕様は、26 mm 厚の乾式パネルを片面貼りの受け材仕様で施工している^{3.1)}。なお、柱の名称については第2章と同様に、加力方向の正側を前柱、負側を後柱と呼ぶ。

建具として、垂壁 A シリーズの試験体 A-2 には障子を 2 枚、試験体 A-3 には襖を 2 枚設置し、垂壁 B シリーズの試験体 B-2 には舞良戸を 1 枚設置する。建具の仕様は、障子紙には美濃紙機械漉き、障子枠材にはスプルス、襖紙には新鳥の子を用いている。舞良戸は高さ $1758 \times$ 幅 969 mm を基本寸法とし、左棧は見付 $39 \times$ 見込 26 mm、右棧は見付 $38 \times$ 見込 33 mm、舞良子は見付 $20 \times$ 見込 9 mm とし、6 mm 厚の綿板の上に 1 列につき 6 ~ 7 箇所釘を打ち付けている。舞良戸の初期位置は試験体の後柱側とし、舞良戸の縦棧は前柱側を左棧、後柱側を右棧と呼ぶ。

上載荷重は、垂壁 A シリーズは試験体の柱脚部に浮き上がりが生じないよう各試験体の最大耐力を想定し^{3.2), 3.3)}、垂壁 B シリーズは実際の建物重量を想定して決定して表 3.1 に示す。

3.2.3 計測方法

計測方法は図 3.6 に示すように、試験体の層間変形角、柱と横架材の接合部回転角を計測できるように変位計を設置し、部材の応力状態を確認できるように歪みゲージを貼付している。試験体の損傷は目視により観察する。

3.2.4 材料特性

垂壁 A シリーズでは、試験体に用いた柱材は水平加力実験終了後に曲げ試験^{3.4)}を実施している。以下では、柱材のヤング係数は曲げ試験結果を用いて分析するが、曲げ試験を実施できなかった垂壁 B シリーズについては、木質構造設計規準^{3.5)}に従ってヤング係数 9.0 kN/mm^2 として分析する。各試験体で用いたヤング係数（前後柱の平均値）を表 3.1 に示す。

表 3.1 試験体一覧

(a) 試験体の仕様

シリーズ	試験体名	接合部仕様	耐震要素	ヤング係数 [kN/mm ²]	上載重量 [kN]	備考
垂壁A	A-1	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	6.7	23.7	
	A-2	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	5.9	23.7	障子2枚
	A-3	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	6.3	16.5	襖2枚
垂壁B	B-1	短ほぞ	荒壁パネル(26mm)片面 足固(120×90mm)	9.0 [*]	30.9	
	B-2	短ほぞ	荒壁パネル(26mm)片面 足固(120×90mm)	9.0 [*]	30.9	舞良戸1枚

* 柱の曲げ試験を実施できておらず、木質構造設計規準^{3.5)}に基づいて 9.0 kN/mm^2 に設定

(b) 試験体の部材寸法

シリーズ	試験体名	柱寸法[mm] (幅×成×高さ)	桁寸法[mm] (幅×成×高さ)	土台寸法[mm] (幅×成×高さ)	柱頭ほぞ寸法[mm] (幅×成×高さ)	柱脚ほぞ寸法[mm] (幅×成×高さ)
垂壁A	A-1	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	A-2	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	A-3	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
垂壁B	B-1	140×140×2940	130×180×2588	140×90×2626	45×45×45	45×45×45
	B-2	140×140×2940	130×180×2588	140×90×2626	45×45×45	45×45×45

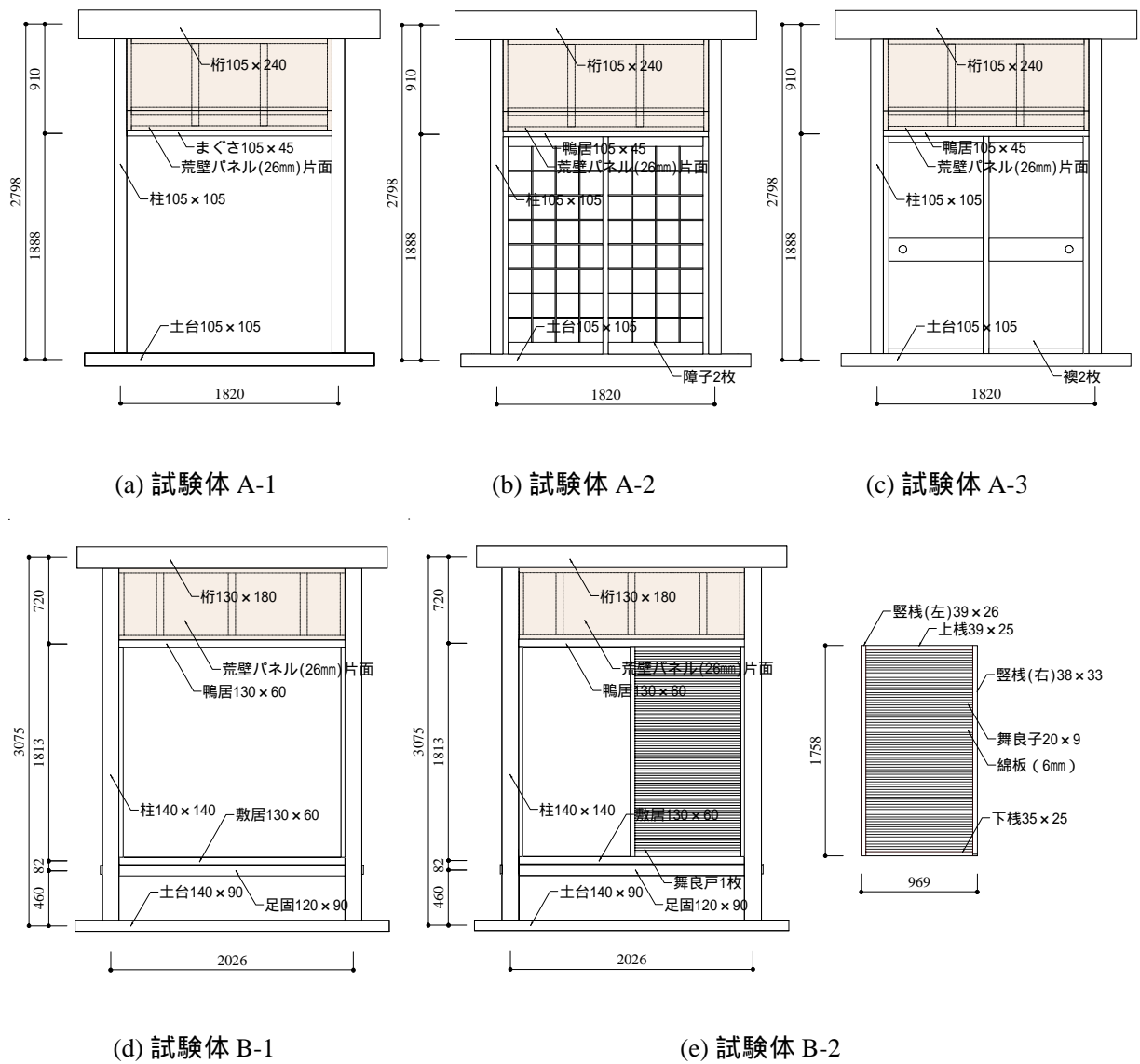
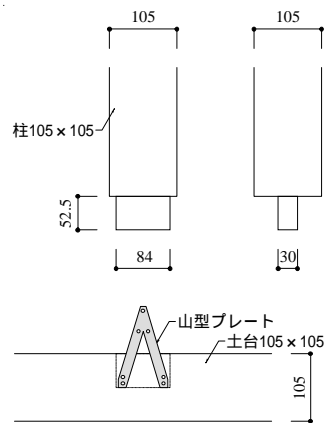
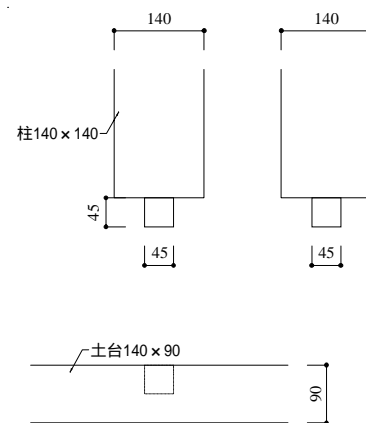


図 3.2 試験体立面図

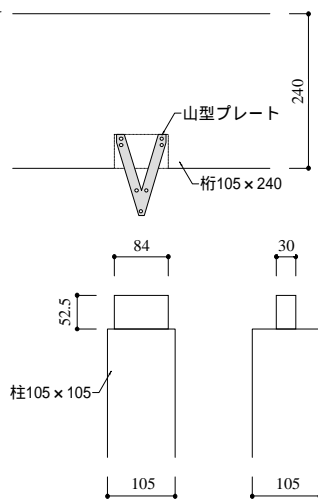


(a) 短ほぞ + 山型プレート

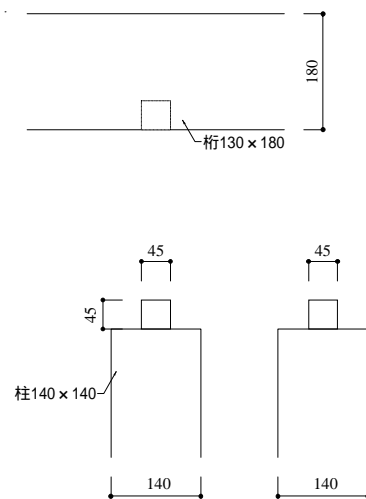


(b) 短ほぞ

図 3.3 柱脚接合部詳細図



(a) 短ほぞ + 山型プレート



(b) 短ほぞ

図 3.4 柱頭接合部詳細図

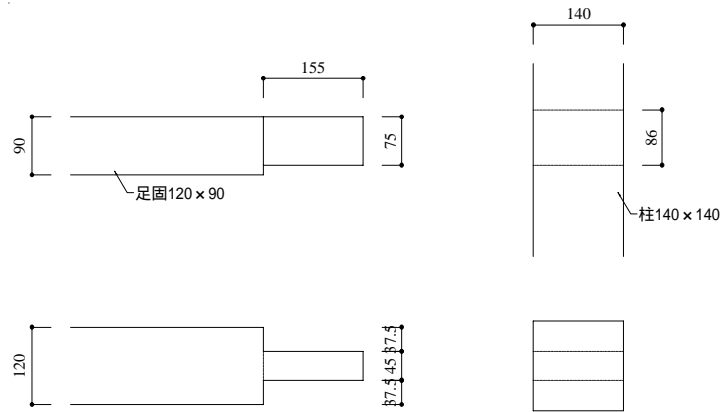


図 3.5 足固接合部詳細図（垂壁 B シリーズ）

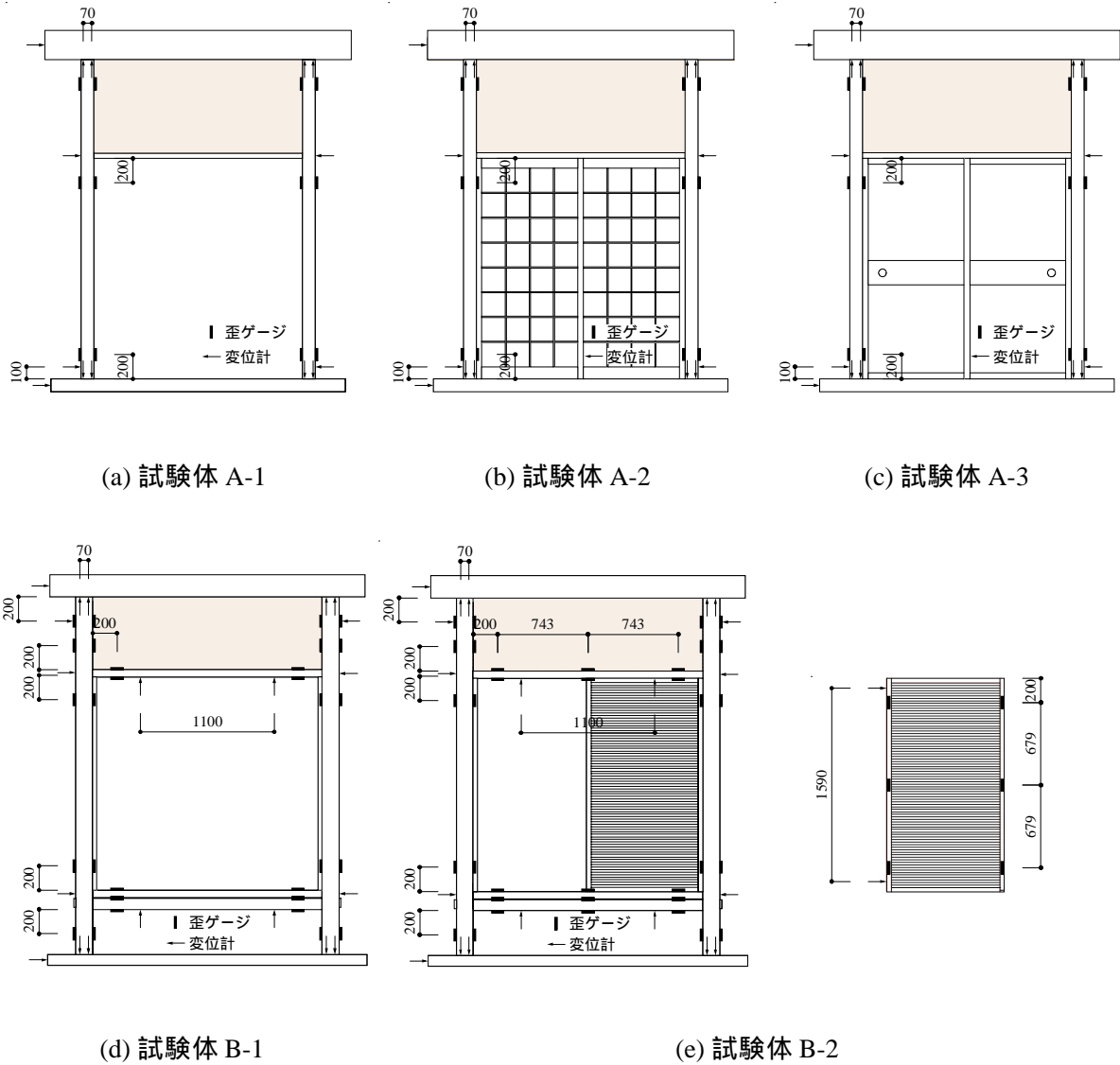


図 3.6 計測位置

3.3 非構造部材の損傷と最大層間変形角

本節では、建具を設置した試験体3体について損傷と最大層間変形角の関係について述べ、建具を設置していない試験体と損傷状況を比較する。

3.3.1 障子試験体

障子試験体（試験体 A-2）の層間変形角 R と水平抵抗力 H の関係と、試験体に生じた損傷を図 3.7 に示す。なお、試験体全体の写真は最大変形時および最大変形を経験した後に 0 rad まで除荷した時の状況を示し、試験体損傷の写真は最大変形時における状況を示す。障子試験体では層間変形角 $1/120$ rad から障子紙にしわが発生し、 $1/50$ rad では除荷時にも障子紙にしわが残り始めた。 $1/20$ rad で最大水平抵抗力 5.5 kN に達し、障子紙が破れ始めた。 $1/15$ rad ですべての格子の障子紙が破れ、架構にも前後柱の折損や垂壁の隅角部のひび割れなどの損傷が生じた。その後 $1/8$ rad で障子の枠が離れ始め、前柱が大きく折損して水平抵抗力が 0 kN となった。

3.3.2 襖試験体

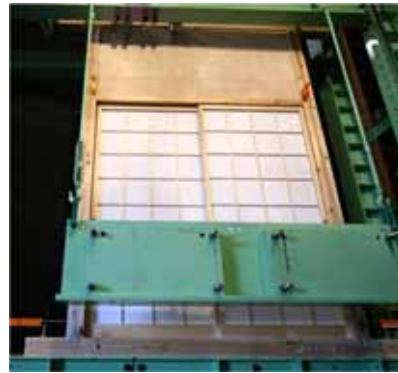
襖試験体（試験体 A-3）の層間変形角 R と水平抵抗力 H の関係と、試験体に生じた損傷を図 3.8 に示す。襖試験体では層間変形角 $1/50$ rad で襖紙にしわが発生し、襖が面外にはらみ始めた。 $1/20$ rad で最大水平抵抗力 5.5 kN に達し、襖が押し潰されて残留変形が生じた。 $1/15$ rad で襖が敷居から脱落し、軸組には前後柱の折損が生じた。その後 $1/10$ rad の 3 ループ目で襖を取り外し、 $1/8$ rad で前柱が大きく折損して水平抵抗力が 0 kN となった。

3.3.3 舞良戸試験体

舞良戸試験体（試験体 B-2）の層間変形角 R と水平抵抗力 H の関係と、試験体に生じた損傷を図 3.9 に示す。舞良戸試験体の正方向加力では、層間変形角 $1/100$ rad で舞良戸のロッキングと滑動が発生し、 $1/75$ rad までに敷居上を正方向に約 15 mm 滑動した。 $1/30$ rad で垂壁の隅角部にひび割れが発生し、 $1/20$ rad で最大水平抵抗力 5.4 kN に達した。 $1/15$ rad で舞良戸が敷居から脱落し、 $1/12$ rad で完全に面外へ脱落した。その後 $1/9$ rad で足固ほぞが折損し、 $1/6$ rad で水平抵抗力が 0 kN となった。舞良戸試験体の負方向加力では、 $-1/20$ rad で最大水平抵抗力 -7.6 kN に達し、 $-1/15$ rad で舞良戸が面外座屈して左棧が折損した。



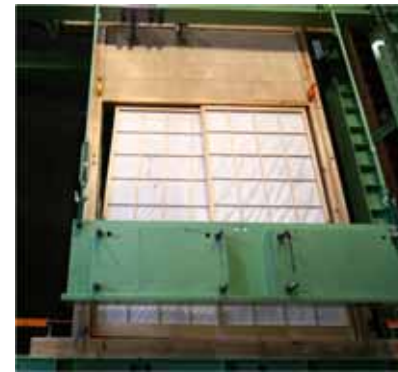
(a) 1/50rad 時



(b) 1/50rad 除荷時



(c) 1/20rad 時



(d) 1/20rad 除荷時



(e) 1/15rad 時



(f) 1/15rad 除荷時



(g) 1/10rad 時



(h) 1/10rad 除荷時



(i) 1/8rad 時



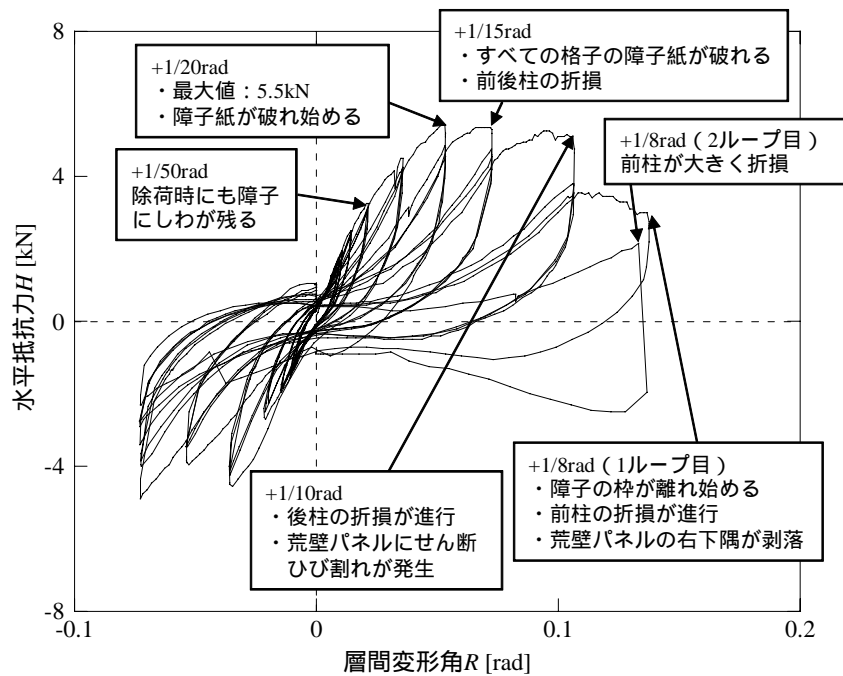
(j) 1/8rad 除荷時



(k) 後柱の折損 (1/15rad 時)

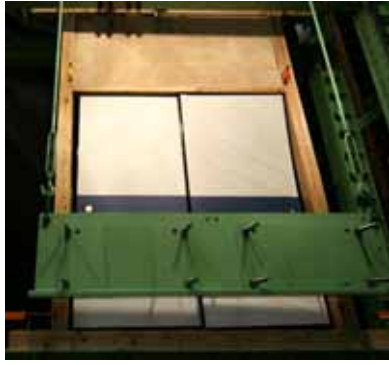


(l) 荒壁パネルのせん断ひび割れ (1/10rad 時)

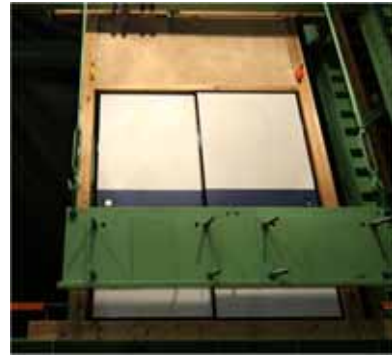


(m) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

図 3.7 実験結果 (試験体 A-2)



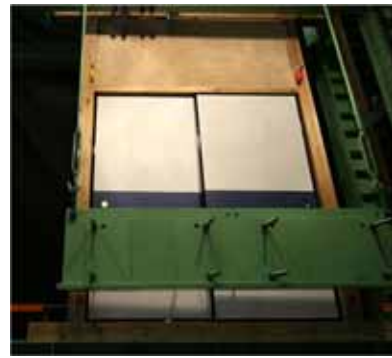
(a) 1/50rad 時



(b) 1/50rad 除荷時



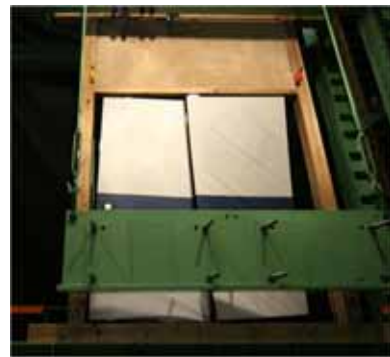
(c) 1/20rad 時



(d) 1/20rad 除荷時



(e) 1/15rad 時



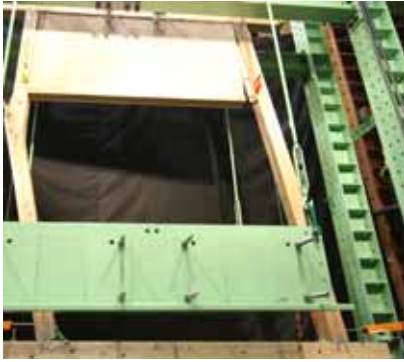
(f) 1/15rad 除荷時



(g) 1/10rad 時



(h) 1/10rad 除荷時



(i) 1/8rad 時



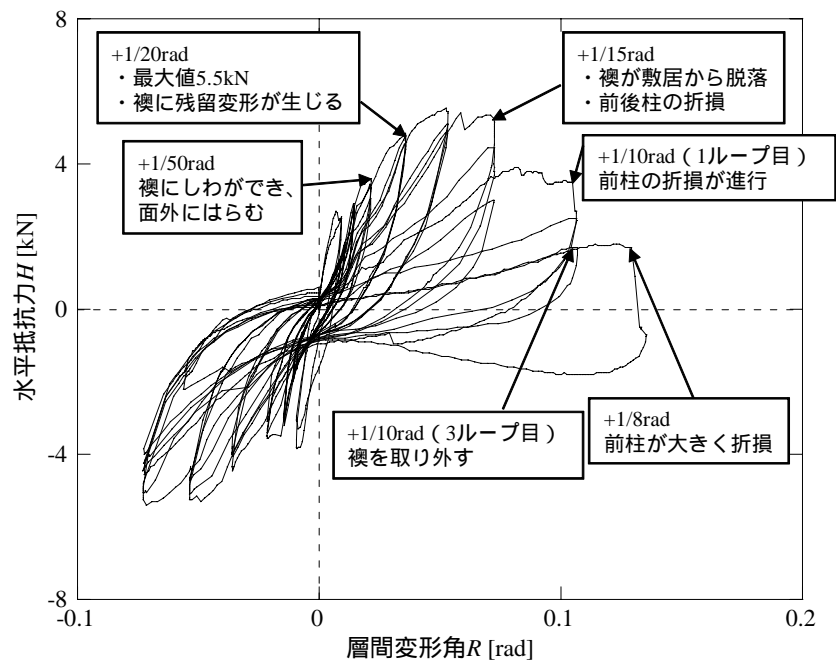
(j) 1/8rad 除荷時



(k) 前柱の折損 (1/15rad 時)



(l) コースレッドの引抜け (1/8rad 時)



(m) 水平抵抗と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

図 3.8 実験結果 (試験体 A-3)



(a) 1/50rad 時



(b) -1/50rad 時



(c) 1/50rad 除荷時



(d) 1/20rad 時



(e) -1/20rad 時



(f) 1/20rad 除荷時



(g) 1/15rad 時



(h) -1/15rad 時



(i) 1/15rad 除荷時



(j) 1/10rad 時



(k) -1/10rad 時



(l) 1/10rad 除荷時



(m) 1/8rad 時



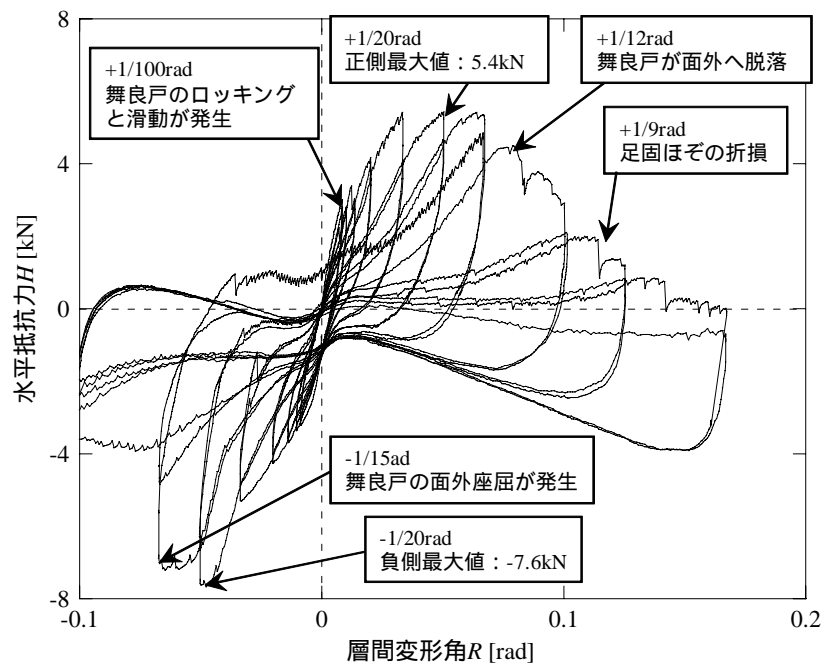
(n) 1/8rad 除荷時



(o) 面外座屈 (-1/15rad 時)



(p) 足固ほぞの折損 (1/9rad 時)



(q) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

図 3.9 実験結果 (試験体 B-2)

3.3.4 損傷状況のまとめ

本章で用いた全試験体について、層間変形角 $1/50$ rad 以上の各加力サイクルにおける架構および建具に発生した損傷と最大層間変形角の関係を一覧にして表 3.2 に示す。なお建具については、最大変形時と最大変形後の除荷時（0 rad）に発生した損傷をそれぞれ示している。垂壁に損傷が発生し始める層間変形角を比較すると、建具を設置していない試験体の方が小さい傾向が見られた。これは建具により垂壁の鉛直方向に圧縮力が生じたためと考えられる。軸組に損傷が発生する層間変形角は、垂壁 A シリーズでは建具を設置した試験体の方が小さな変形角で柱折損が生じ、垂壁 B シリーズでも建具を設置した試験体の方が小さな変形角で足固ほぞの折損が生じており、これらの原因については今後詳細に検討する必要がある。

建具に発生する損傷を比較すると、障子は層間変形角 $1/50$ rad で除荷時にも紙にしわが残り始め、 $1/20$ rad で紙が破れ始めて残留変形が生じた。襖は $1/50$ rad で除荷時にも紙にしわが残り始め、 $1/20$ rad で残留変形が生じ、 $1/15$ rad で敷居から脱落した。舞良戸は偏在の影響により加力方向により損傷状況が異なった。正方向加力時では舞良戸の水平方向の移動を拘束する柱がないため、 $1/15$ rad で敷居から脱落し、 $1/12$ rad で完全に面外へ脱落した。一方、負方向加力時では、後柱が舞良戸の移動を拘束するため $1/15$ rad で面外座屈して左棧が折損した。

表 3.2 試験体の損傷と最大層間変形角

(a) 架構

試験体名		軸組の損傷			垂壁の損傷	
		A-1	A-2	A-3	B-1	B-2
建具			障子	襖		舞良戸
最大層間変形角 [rad]	1/50				隅角部にひび割れ	
	1/30	隅角部にひび割れ				隅角部にひび割れ
	1/20					
	1/15		隅角部にひび割れ 前後柱の折損	前後柱の折損		
	1/10	前後柱の折損				
	1/8					足固ほぞの折損
	1/6				足固ほぞの折損	

(b) 建具

状態		最大変形時			除荷時(0rad)		
試験体名		A-2	A-3	B-2	A-2	A-3	B-2
建具		障子	襖	舞良戸	障子	襖	舞良戸
最大層間変形角 [rad]	1/50	紙にしわが生じる	紙にしわが生じる		紙にしわが残る	紙にしわが残る	
	1/30						
	1/20	紙が破れる			紙が破れる 残留変形	残留変形	
	1/15		敷居から脱落	面外座屈（負方向） 左棧の折損（負方向）		敷居から脱落	敷居から脱落
	1/10			面外へ脱落（正方向）			
	1/8	障子枠の分離					
	1/6						

3.4 非構造部材が耐震性能に及ぼす影響

本節では、建具が木造軸組架構の水平抵抗力および柱や建具が負担する水平せん断力に及ぼす影響について分析する。

3.4.1 水平抵抗力

各試験体の水平抵抗力の包絡線を図 3.10 に示す。垂壁 A シリーズでは、柱に折損が生じる層間変形角 $1/15 \text{ rad}$ までは建具を設置した試験体の方が約 1 kN 水平抵抗力が大きく、 0.07 rad 以降は柱折損の進行とともに水平抵抗力が低下していくことがわかる。垂壁 B シリーズでは、建具を設置した試験体の方が正方向加力時は約 1 kN 、負方向加力時は約 3 kN 水平抵抗力が大きくなっており、加力方向により水平抵抗力の上昇幅に差が見られる。これは負方向加力時では、柱や足固ほぞにより建具の移動が拘束されて建具に作用する圧縮力が大きくなるためである。また、建具が脱落した 0.08 rad 以降においても水平抵抗力に差が見られるが、これは建具脱落時における垂壁の損傷の程度が建具を設置していない試験体 B-1 の方が大きかったためである。水平抵抗力が 0 kN となる層間変形角は各試験体とも $0.13 \sim 0.16 \text{ rad}$ となっており、建具の有無による影響は見られなかった。

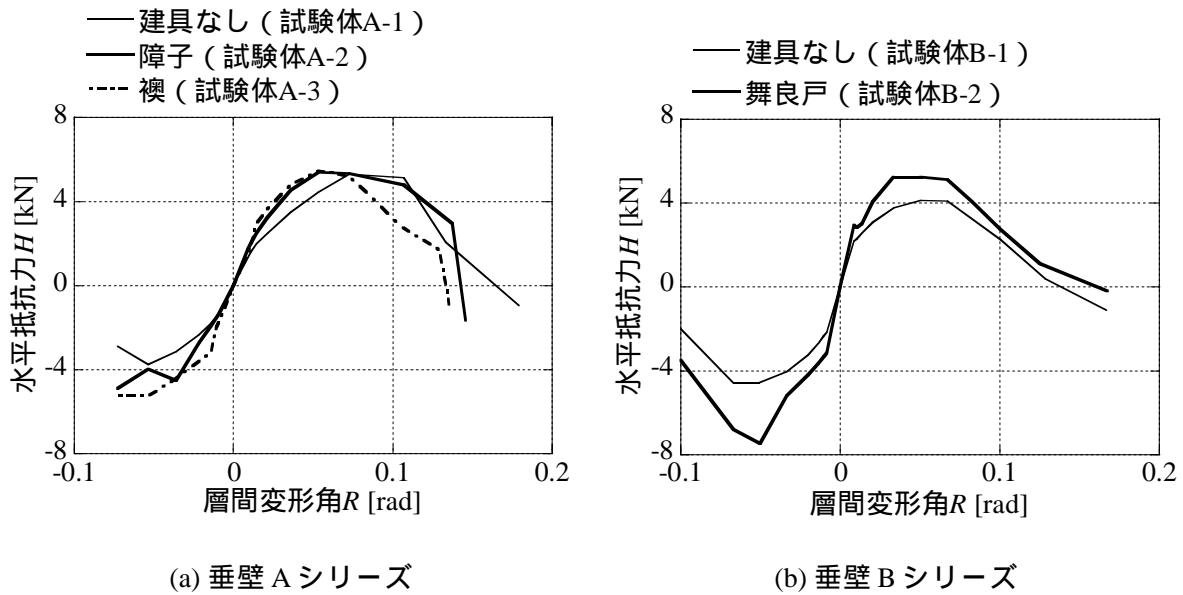


図 3.10 水平抵抗力

3.4.2 柱の負担水平せん断力

試験体に作用する力を図 3.11 に、各試験体の柱の負担水平せん断力の包絡線を図 3.12 に示す。柱の負担水平せん断力 Q_C は第 2 章の式(2.3)と同様に次式を用いて算出している。

$$Q_C = \sum Q_i \cos R \quad (3.1)$$

ここで、各柱のせん断力を Q_i 、層間変形角を R とする。柱のせん断力 Q_i も第 2 章の式(2.4), (2.5)と同様に、加力方向に対して柱の両面に貼付した歪みゲージの値 ε_{ai} , ε_{bi} 、ヤング係数 E および断面係数 Z から鴨居下、柱脚部での曲げモーメント M_{Ui} , M_{Di} を求めた後、歪みゲージ間距離 L_M を用いて次式から算出している。

$$Q_i = (M_{Ui} + M_{Di}) / L_M \quad (3.2)$$

$$M_{Ui, Di} = \frac{(\varepsilon_{ai} - \varepsilon_{bi})}{2} E \cdot Z \quad (3.3)$$

ここで、柱の両面に貼付した歪みゲージの値を ε_{ai} , ε_{bi} 、柱のヤング係数を E 、柱の断面係数を Z 、歪みゲージ間の距離を L_M とする。

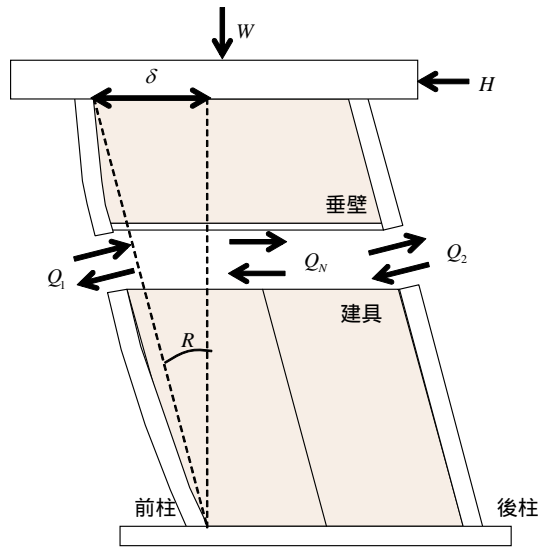


図 3.11 試験体に作用する力

垂壁 A シリーズでは、正方向加力時は層間変形角 0.1 rad までは建具を設置した試験体の方が柱の負担水平せん断力が小さくなった。負方向加力時も障子を設置した試験体では他の 2 体と比べて、柱の負担水平せん断力が小さくなった。垂壁 B シリーズでも同様の傾向が見られたが、建具が脱落した 0.08 rad 以降も柱の負担水平せん断力に差が見られ、今後詳細に検討する必要がある。

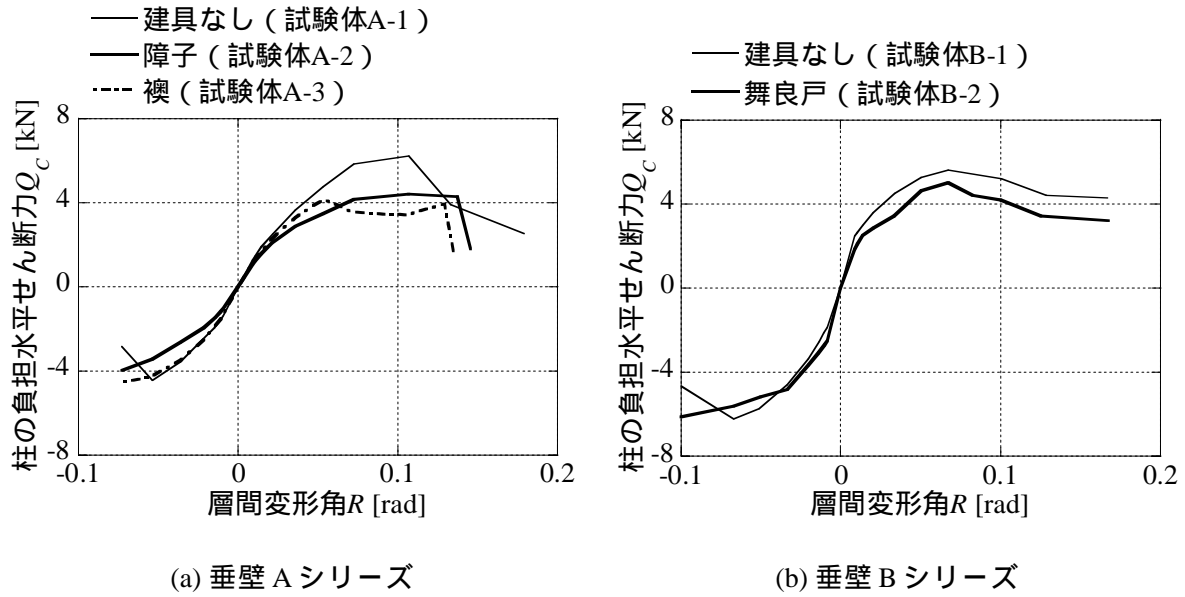


図 3.12 柱の負担水平せん断力

3.4.3 建具の負担水平せん断力

建具を設置した各試験体について、試験体の層せん断力から柱の負担水平せん断力を除き、建具の負担水平せん断力を算出してその包絡線を図 3.13 に示す。試験体の層せん断力 Q_H は第 2 章の式(2.7)において軸心がずれることによって生じる水平距離 $L_p=0$ とし、 $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力から次式を用いて算出している。

$$Q_H = H + W \cdot \delta / L \quad (3.4)$$

ここで、試験体の水平抵抗力を H 、上載荷重を W 、頂部の水平変位を δ 、柱の長さを L とする。式(3.1), (3.4)の値を次式に代入して建具の負担水平せん断力 Q_N を算出している。

$$Q_N = Q_H - Q_C \quad (3.5)$$

各建具の負担する水平せん断力は概ね 2 ~ 4 kN となり、3.4.1 節で述べた水平抵抗力の上昇幅 (1 ~ 3 kN) より大きくなっている。建具が水平せん断力を負担することにより、柱の負担する水平せん断力は小さくなったにもかかわらず、試験体の水平抵抗力が上昇したと考えられる。

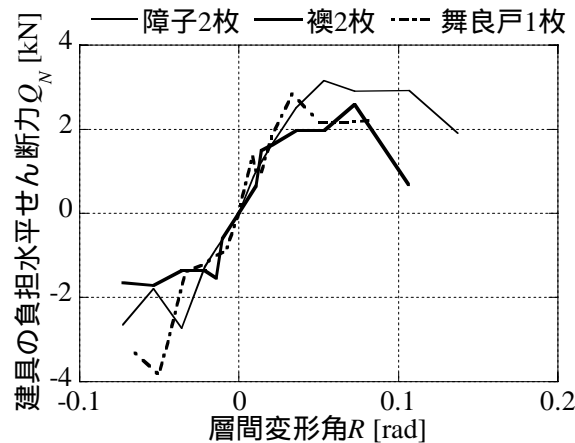


図 3.13 建具の負担水平せん断力

3.5 結論

本章では、建具を含む垂壁付木造軸組架構の静的水平加力実験を行い、建具に生じる損傷と最大層間変形角の関係を把握した。また、建具が架構全体の水平抵抗力や部材の応力状態に及ぼす影響について分析した。得られた成果を以下にまとめて示す。

- 1) 木造軸組架構の最大層間変形角と建具に生じる損傷の関係を把握した。この関係を用いて、地震後における建具の損傷状況から木造建物が経験した最大層間変形角を $1/50 \sim 1/15$ rad の範囲で概ね推定可能である。
- 2) 木造軸組架構に障子や襖を設置することにより初期剛性は上昇したが、水平抵抗力の最大値や水平抵抗力を喪失する層間変形角に差は見られなかった。
- 3) 木造軸組架構に舞良戸を設置した場合、偏在の影響により水平抵抗力に非対称性が見られ、加力方向に柱がある場合は約 3 kN 上昇し、柱がない場合は約 1 kN 上昇した。
- 4) 建具が水平せん断力を負担することにより、架構の水平抵抗力が上昇したにもかかわらず、柱の負担する水平せん断力は小さくなった。

第4章

パルス性地震動に対する木造建物の応答

4.1 序論

近年発生した内陸直下型地震では、震源近傍において周期1秒程度以上のパルス状の波形が顕著に見られ、このパルス状の波形が建物被害に大きな影響を及ぼすことが指摘されている。近年の研究により、断層近傍では活断層地震により顕著な速度パルス波形を特徴とするパルス性地震動が発生し、断層破壊過程によっては長周期パルスとなる可能性があることが理論的に明らかとなっている^{4.1)}。また各地で今後発生が想定される内陸直下型地震の予測波が作成されており、例えば大阪府域においては上町断層帯の予測地震動が作成されている^{4.2)~4.4)}。これらの予測地震動においても震源近傍においてパルス性の波形が見られるとともに、現行の設計用地震荷重を大きく上回るものも見られ、パルス性地震動に対する木造建物の応答特性を把握することは重要な課題となっている。

本章では、パルス性地震動に対する木造建物の応答特性を把握し、立体木造軸組架構の振動台実験による検証を行う。まず、パルス性地震動を正弦波パルスにより理想化することを考え、過去の観測記録との比較によりその妥当性を検証する。次に、正弦波パルスのパルス特性値（周期や速度振幅）が木造建物の応答に及ぼす影響について分析し、パルス特性値から木造建物の最大応答変形角を推定する方法を構築する。最後に、立体木造軸組架構の振動台実験により構築した推定法の精度検証を行う。

本章の構成は以下の通りである。まず、4.2節では本章で用いる解析方法について述べ、正弦波パルスと過去の観測記録との比較から解析方法の妥当性を検討する。次に、4.3節では正弦波パルスのパルス特性値と木造建物の最大応答変形角の関係について述べ、4.4節では正弦波パルスのパルス特性値から木造建物の最大応答変形角を推定する方法の構築を行う。4.5節では振動台実験の概要について述べ、4.6節では振動台実験により4.4節で構築した推定法の精度検証を行う。最後に4.7節で本章のまとめを述べる。

4.2 解析方法

本節では、パルス性地震動に対する木造建物の最大応答を求めるための解析方法について述べる。性能等価加速度応答スペクトルとパルス性地震動を正弦波パルスで理想化する方法について述べ、過去のパルス性地震動の観測記録との比較から本章における解析方法の妥当性を検討する。

4.2.1 性能等価加速度応答スペクトル

パルス性地震動に対する木造建物の最大応答変形角は性能等価応答スペクトル^{4.5), 4.6)}を用いて算出する。性能等価加速度応答スペクトルは入力地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数 $h = 0.05$ ）と直接的に比較可能なように、木造建物の耐震性能をそれと等価な加速度応答スペクトル（ $h = 0.05$ ）に変換する。木造建物は図 4.1(a)に示すように総質量 M 、等価質量 M_e 、等価高さ H_e の二階建てを想定し、本研究では既往の研究^{4.5)}を参考に $M_e / M = 0.75$ 、 $H_e = 4.5$ m としている。復元力特性は図 4.1(b)に示すような骨格曲線で表し、本研究では降伏変形角 $R_y = 0.01$ rad としている。木造建物の等価固有周期 T_e は最大応答変形角 R 、降伏せん断力係数 C_y をパラメータとして次式で表される^{4.6)}。

$$T_e(R, C_y) = \begin{cases} 2\pi \sqrt{\frac{RH_e}{(M/M_e)C_y g}} & (R > R_y) \\ 2\pi \sqrt{\frac{1 + 9(R/R_y)^{0.7}}{10} M_e R_y H_e / Mg C_y} & (R \leq R_y) \end{cases} \quad (4.1)$$

木造建物の性能等価加速度応答スペクトル S_{ae} は、等価固有周期 T_e を用いて次式で表される^{4.6)}。

$$S_{ae}(R, C_y) = \frac{(2\pi/T_e)^2 (RH_e)}{F_h} \quad (4.2)$$

ここで、 $h = 0$ の応答スペクトルに対する減衰補正係数 $F_{h0}(h) = S_a(h)/S_a(h=0)$ と $h = 0.05$ の応答スペクトルに対する減衰補正係数 $F_h(h) = S_a(h)/S_a(h=0.05)$ は、減衰定数 h 、正弦波の波数 n を用いて次式で表される^{4.7)}。

$$\begin{aligned} F_{h0}(h) &= \frac{1}{1 + n\pi h} \\ F_h(h) &= F_{h0}(h)/F_{h0}(h=0.05) \\ h(R) &= 0.05 + 0.2 \left\{ 1 - 1 / \left(\max \left(\sqrt{R/R_y}, 1 \right) \right) \right\} \end{aligned} \quad (4.3)$$

式(4.1)～(4.3)を用いて算出した性能等価加速度応答スペクトルと入力地震動の加速度応答スペクトルの交点から最大応答変形角を算出する(図4.1(c))。本章では降伏せん断力係数を建物のパラメータとして分析を行う。

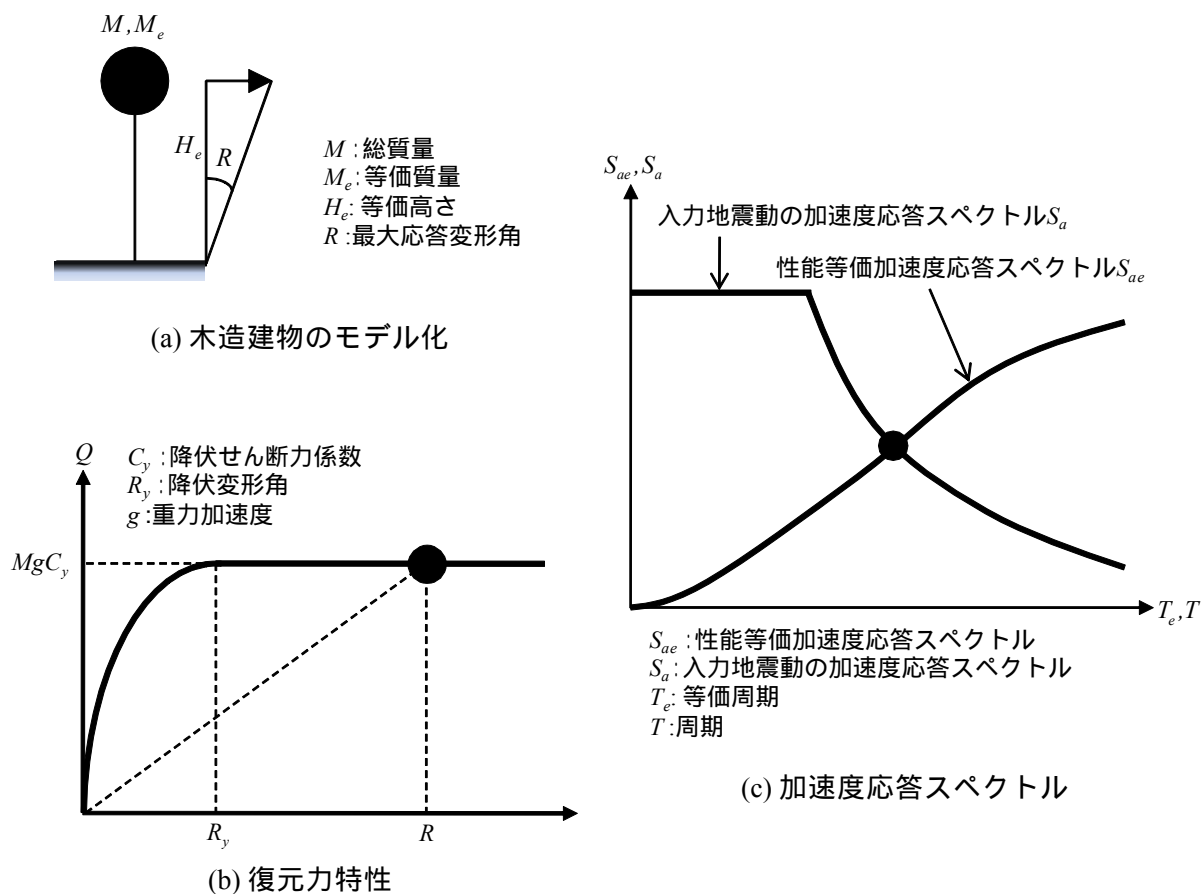


図 4.1 性能等価加速度応答スペクトル

4.2.2 正弦波パルス

パルス性地震動は正弦波 n 波（正弦波パルス）で理想化することを考える。 $n=1$ の正弦波パルスの加速度波形、速度波形、変位波形の時刻歴関数は次式で表される。

$$\ddot{u}(t) = \begin{cases} P_0 \sin \frac{2\pi t}{T_p} & (0 \leq t < T_p) \\ 0 & (T_p \leq t) \end{cases} \quad (4.4)$$

$$\dot{u}(t) = \begin{cases} -\frac{T_p P_0}{2\pi} \left(\cos \frac{2\pi t}{T_p} - 1 \right) & (0 \leq t < T_p) \\ 0 & (T_p \leq t) \end{cases} \quad (4.5)$$

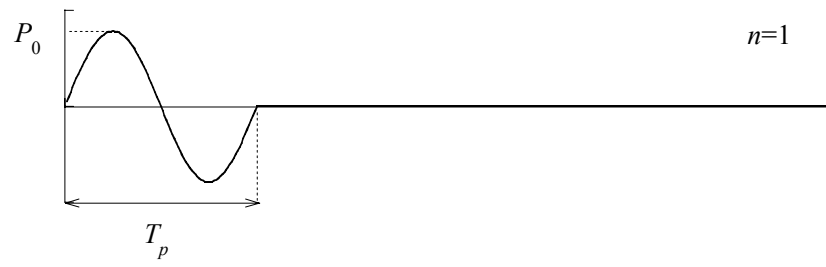
$$u(t) = \begin{cases} -\frac{T_p^2 P_0}{4\pi^2} \left(\sin \frac{2\pi t}{T_p} - \frac{2\pi t}{T_p} \right) & (0 \leq t < T_p) \\ D_0 & (T_p \leq t) \end{cases} \quad (4.6)$$

ここで最大地動加速度を P_0 、正弦波パルスの周期を T_p 、最大地動変位を D_0 とする。正弦波パルスの周期および速度振幅の最大値をパルス特性値として定義し、それぞれパルス周期 T_p 、パルス速度振幅 V_p と呼ぶ。最大地動加速度 P_0 および最大地動変位 D_0 は、パルス周期 T_p およびパルス速度振幅 V_p を用いて次式で表される。

$$P_0 = \frac{\pi V_p}{T_p} \quad (4.7)$$

$$D_0 = \frac{T_p V_p}{2} \quad (4.8)$$

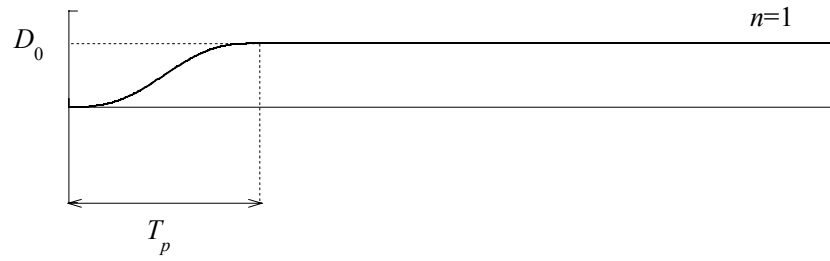
正弦波パルスの加速度波形、速度波形、変位波形を図4.2に示す。このとき変位波形は過渡応答となることがわかる。以下ではパルス周期およびパルス速度振幅を正弦波パルスのパラメータとして分析を行う。



(a) 加速度波形



(b) 速度波形



(c) 変位波形

図 4.2 正弦波パルス

4.2.3 正弦波パルスと観測記録の比較

本項では、近年発生した内陸直下型地震の観測記録を用いて、正弦波パルスによるパルス性地震動の理想化の妥当性を検討する。検討に用いた観測記録の地震名、観測点、パルス特性値（パルス周期およびパルス速度振幅）を一覧にして表 4.1 に示し、各観測記録の速度波形を図 4.3 に示す。ここでパルス周期 T_p は観測記録の擬似速度応答スペクトル（減衰定数 $h = 0.05$ ）の最大値を与える周期、パルス速度振幅 V_p は $0.8 T_p \sim 1.5 T_p$ の周期帯域にバンドパスフィルタを施した速度波形の振幅の最大値としている^{4,7)}。近年発生した内陸直下型地震のパルス特性値は $T_p = 0.3 \sim 3.1$ s、 $V_p = 27 \sim 125$ cm/s の範囲にあることがわかる。

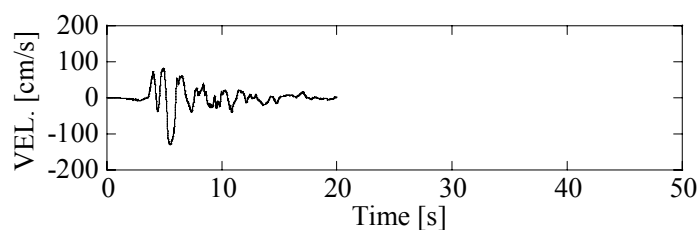
各観測記録をパルス周期の値により 4 つのグループに分け、観測記録に概ね対応するように適切なパルス周期およびパルス速度振幅を用い、波数 $n = 1, 2$ の正弦波パルスによりパルス性地震動の加速度応答スペクトルを近似することを考える。正弦波パルスの加速度応答スペクトル（ $h = 0.05$ ）と観測記録の加速度応答スペクトル（ $h = 0.05$ ）を比較して図 4.4(a) ~ (d) に示す。適切なパルス特性値を用いれば、正弦波パルスにより内陸直下型地震の観測記録を概ね近似できることがわかる。ただし、観測記録の速度波形は両振幅であるが正弦波パルスの速度波形は片振幅のため、正弦波パルスのパルス速度振幅は観測記録の 2 倍程度となる。

観測記録および正弦波パルスに対する木造建物の最大応答変形角の 4.2.1 項で示した方法により求め、降伏せん断力係数をパラメータとして図 4.5(a) ~ (d) に示す。ここで降伏せん断力係数は 0.1 から 1.0 まで 0.1 刻みで変化させている。観測記録に対する木造建物の最大応答変形角は、正弦波パルスに対する最大応答変形角と概ね傾向が一致していることがわかる。また、正弦波パルスの波数が木造建物の最大応答変形角に及ぼす影響は小さいことがわかる。

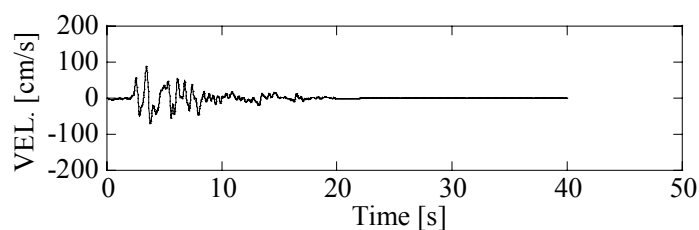
図 4.5(a), (b) より、パルス周期が 1 秒以下の比較的短周期が卓越するパルス性地震動に対する木造建物の最大応答変形角は、降伏せん断力係数に関わらずほぼ一定となり、 $V_p = 50$ cm/s、 $T_p = 0.5$ s の場合で概ね 0.02 rad、 $V_p = 150$ cm/s、 $T_p = 0.75$ s の場合で概ね 0.08 rad となる。一方図 4.5(c), (d) より、パルス周期が 1 秒以上の比較的長周期が卓越するパルス性地震動に対する木造建物の最大応答変形角は、降伏せん断力係数が大きくなると急激に小さくなる傾向にあり、 $V_p = 200$ cm/s、 $T_p = 1.25$ s の場合での降伏せん断力係数を 0.6 以上、 $V_p = 250$ cm/s、 $T_p = 3.0$ s の場合で降伏せん断力係数を 0.3 以上確保することにより、パルス性地震動に対する最大応答変形角を大幅に小さくできることがわかる。以上よりパルス性地震動に対する木造建物の最大応答変形角は、パルス周期により大きく異なることがわかる。

表 4.1 観測記録のパルス特性値

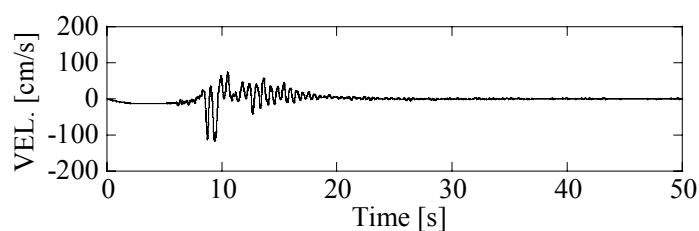
地震名	観測点	V_p [cm/s]	T_p [s]
1995年兵庫県南部地震	葦合	120	1.2
	JMA神戸	82	0.9
2000年鳥取県西部地震	日野	92	0.7
2001年芸予地震	大野	27	0.6
2004年新潟県中越地震	JMA川口	125	1.4
	小千谷	105	0.7
2007年新潟県中越沖地震	柏崎	118	2.4
	刈羽村	123	3.1
2008年岩手・宮城内陸地震	一関	44	0.3



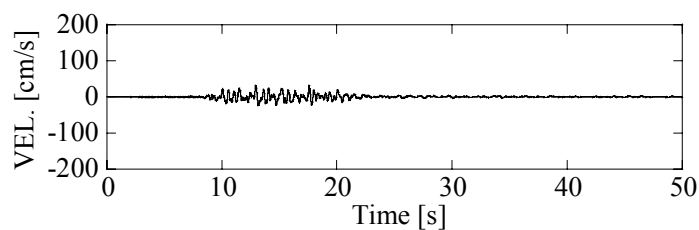
(a) 兵庫県南部地震（葦合）



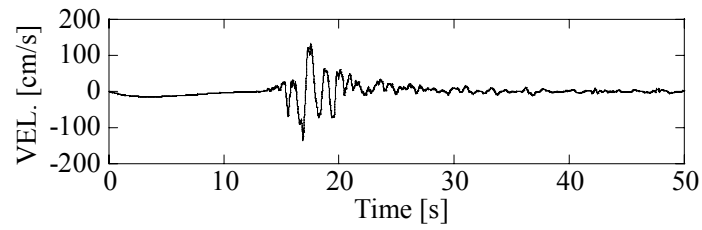
(b) 兵庫県南部地震（JMA 神戸）



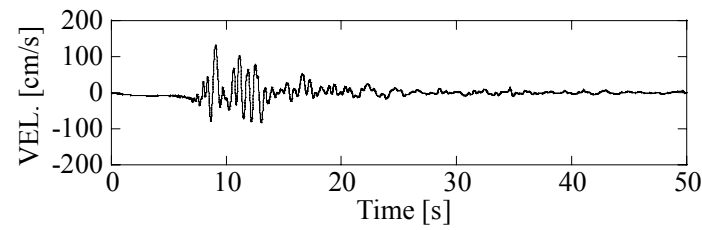
(c) 2000年鳥取県西部地震（日野）



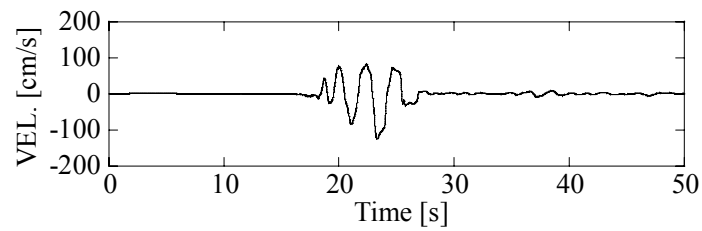
(d) 2001年芸予地震（大野）



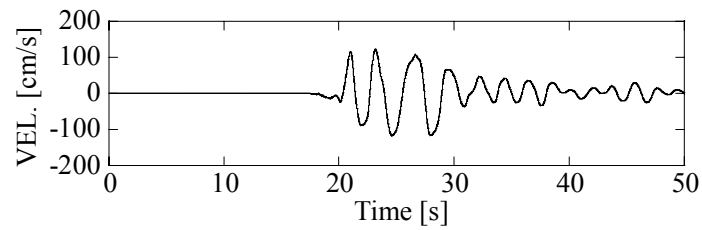
(e) 新潟県中越地震 (JMA 川口)



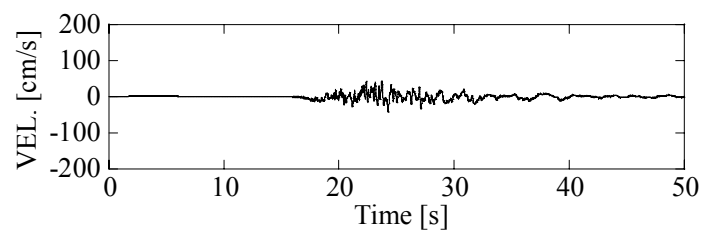
(f) 新潟県中越地震 (小千谷)



(g) 新潟県中越沖地震 (柏崎)

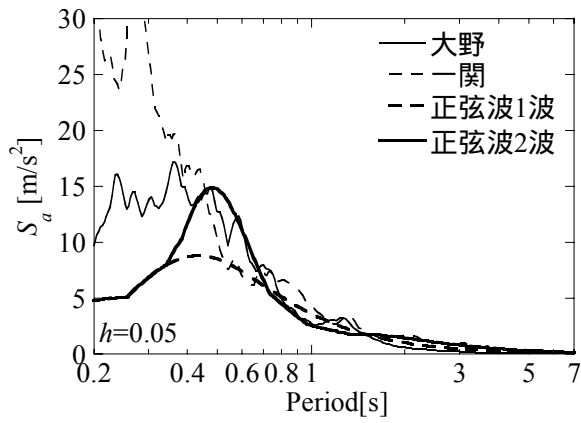


(h) 新潟県中越沖地震 (刈羽村)

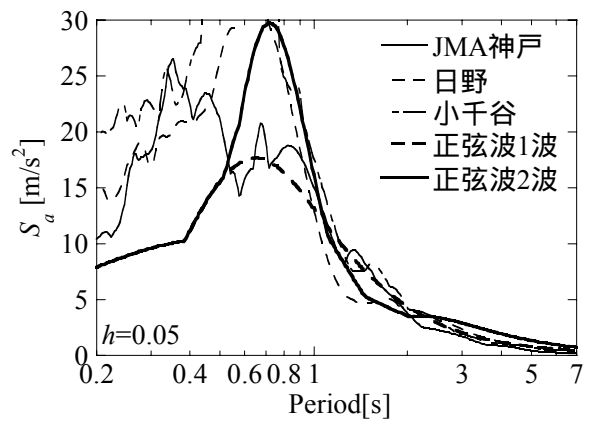


(i) 2008年岩手・宮城内陸地震 (一関)

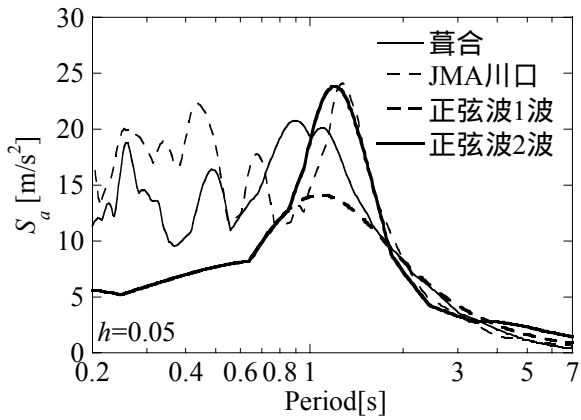
図 4.3 観測記録の速度波形



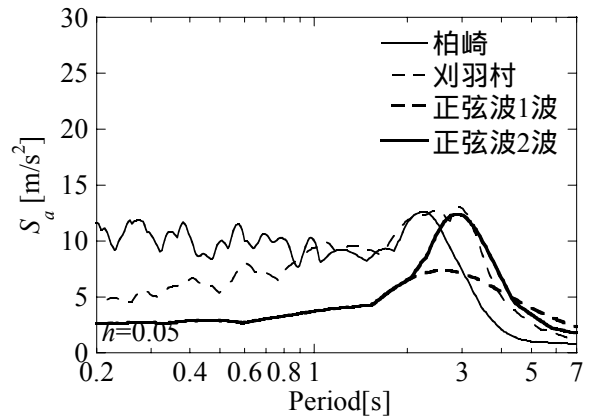
(a) $V_p=50$ [cm/s], $T_p=0.5$ [s]



(b) $V_p=150$ [cm/s], $T_p=0.75$ [s]



(c) $V_p=200$ [cm/s], $T_p=1.25$ [s]



(d) $V_p=250$ [cm/s], $T_p=3.0$ [s]

図 4.4 観測記録および正弦波パルスの加速度応答スペクトル

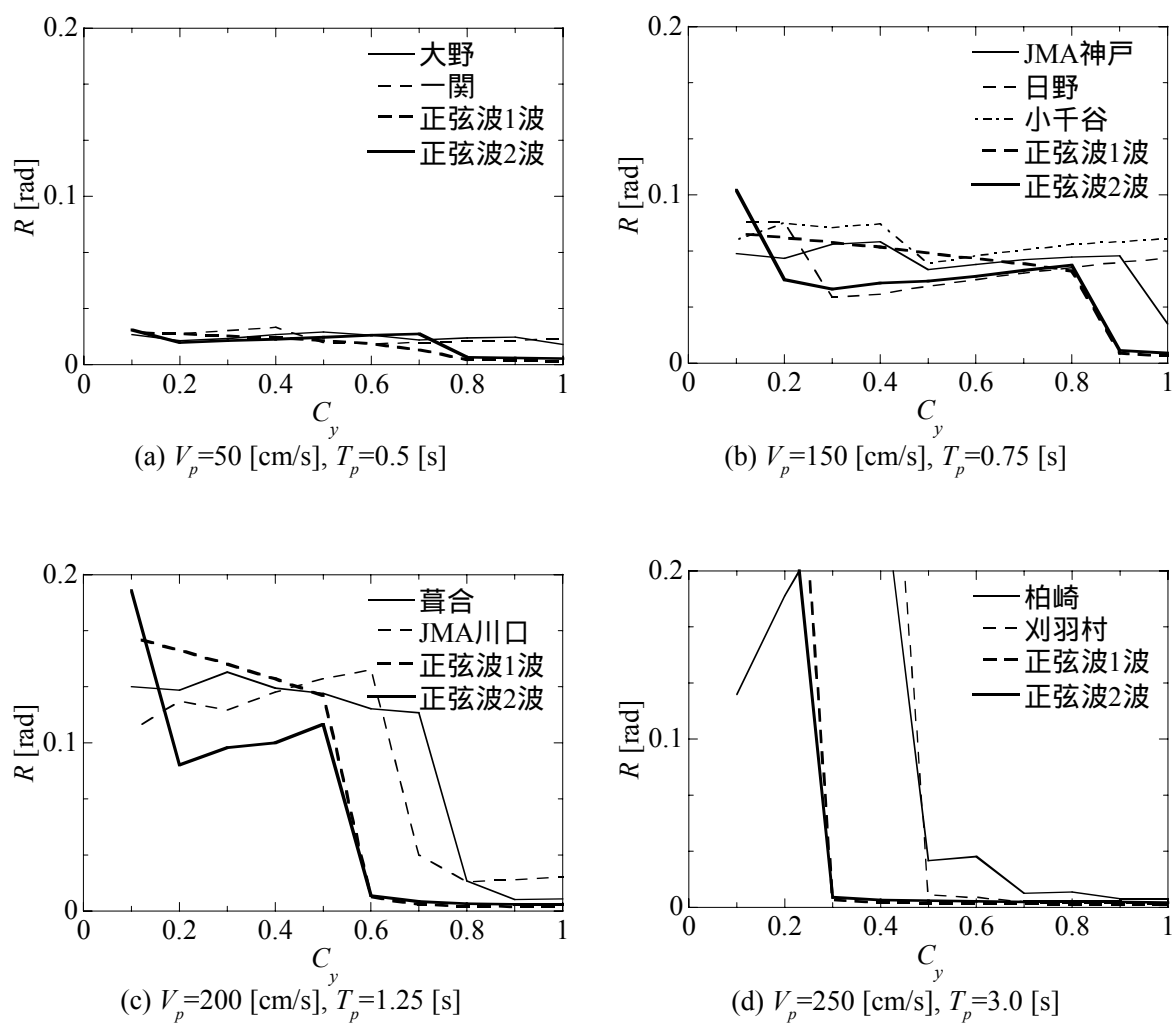


図 4.5 観測記録および正弦波パルスに対する木造建物の最大応答変形角

4.3 パルス特性値と最大応答変形角の関係

本節では、正弦波パルスのパルス特性値（パルス周期およびパルス速度振幅）が木造建物の最大応答変形角に及ぼす影響について分析する。なお、正弦波パルスの波数が最大応答変形角に及ぼす影響は小さいため、以下では正弦波パルス1波の場合について分析を行う。

4.3.1 パルス周期と最大応答変形角の関係

パルス速度振幅 $V_p = 50 \text{ cm/s}$ 、 100 cm/s 、 150 cm/s の一定下で、降伏せん断力係数を 0.1 から 0.4 まで 0.1 刻みで変化させた場合について、パルス周期と最大応答変形角の関係をそれぞれ図 4.6(a) ~ (c) に示す。図中には等価高さ H_e に対する正弦波パルスの最大地動変位 D_0 の比 (D_0/H_e) を合わせて示す。パルス周期と最大応答変形角の関係が D_0/H_e に漸近することは、木造建物が正弦波パルスの地動変位に追従できてないことを示している。また、パルス速度振幅 $V_p = 50 \text{ cm/s}$ 、 100 cm/s 、 150 cm/s の場合について、パルス周期 $T_p = 0.5 \text{ s}$ 、 1.0 s 、 2.0 s 、 3.0 s の正弦波パルスの加速度応答スペクトルを、降伏せん断力係数を 0.1 から 0.4 まで 0.1 刻みで変化させた木造建物の性能等価加速度応答スペクトルと合わせて図 4.6(a) ~ (c) に示す。

降伏せん断力係数が 0.1 程度と比較的耐力が低い建物の場合、パルス周期の増加とともに最大応答変形角は比例して大きくなる。また、 D_0/H_e に漸近しており正弦波パルスの地動変位に追従できていないことがわかる。降伏せん断力係数が大きくなると、パルス周期の増加とともに急激に最大応答変形角が小さくなる。最大応答変形角が急激に小さくなる時のパルス周期は、降伏せん断力係数とパルス速度振幅が大きくなるほど大きな値となる。このとき木造建物の性能等価加速度応答スペクトルは、正弦波パルスの加速度応答スペクトルの最大値を超えていることがわかる。以上より、正弦波パルスに対する木造建物の最大応答変形角はパルス周期の値によって大きく異なることがわかる。例えば、パルス周期 $T_p = 0.5 \text{ s}$ の場合は降伏せん断力係数の値に関わらず最大応答変形角はほぼ一定となるが、パルス周期 $T_p = 2.0 \text{ s}$ の場合はある一定以上の降伏せん断力係数を確保することにより、大幅に最大応答変形角を低減できることがわかる。

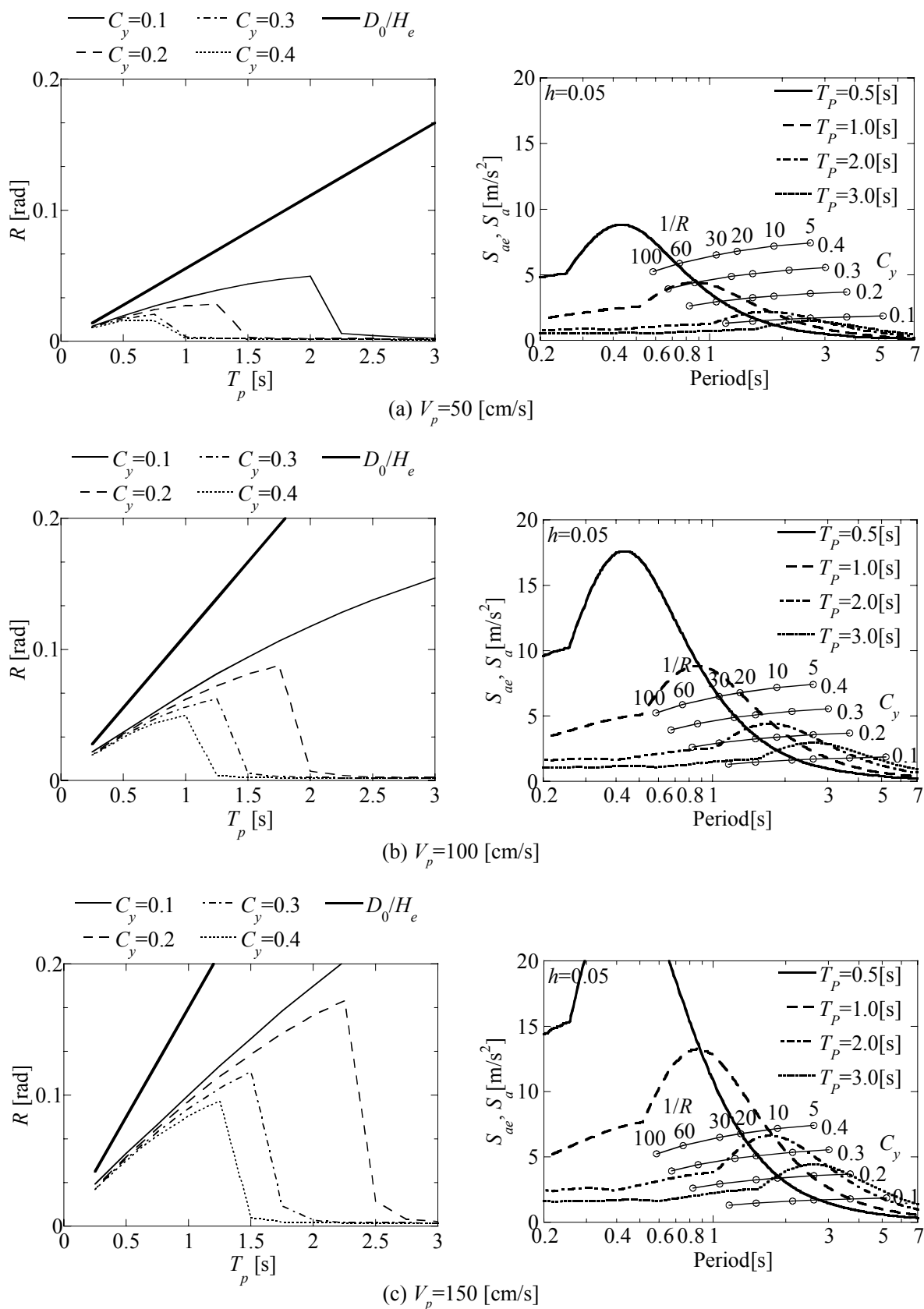
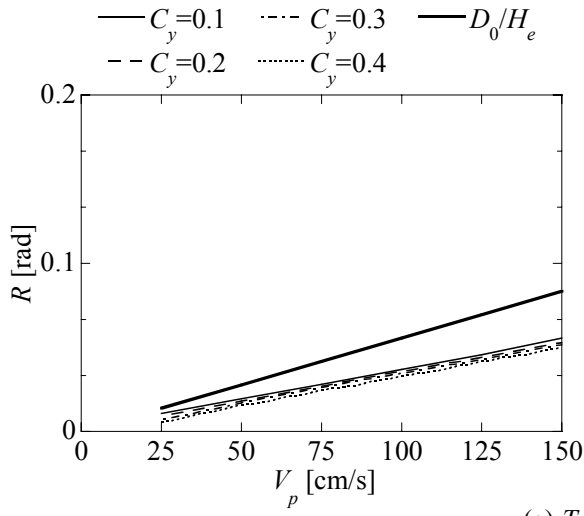


図 4.6 正弦波パルスに対する木造建物の最大応答変形角（速度一定）

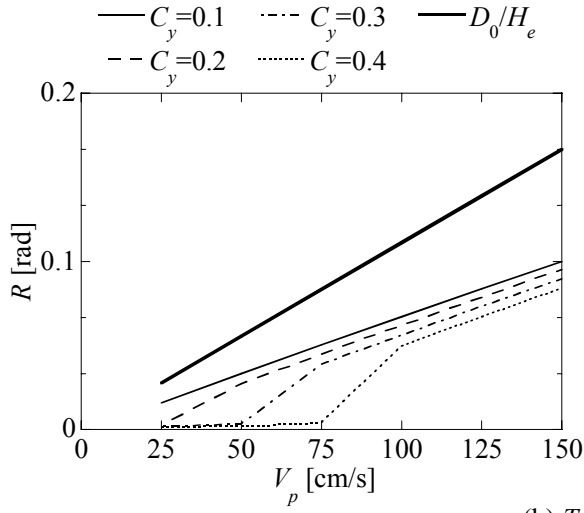
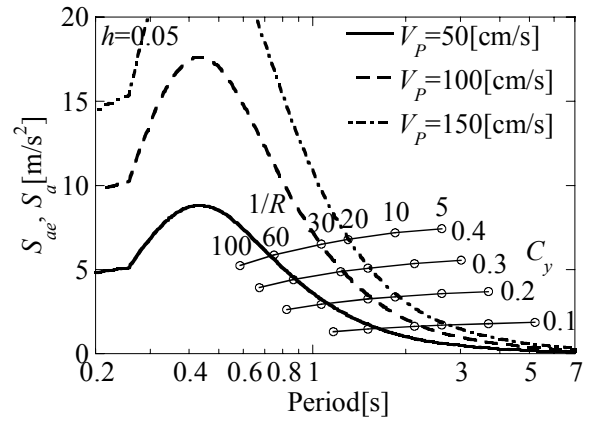
4.3.2 パルス速度振幅と最大応答変形角の関係

パルス周期 $T_p = 0.5$ s、 1.0 s、 2.0 s、 3.0 s の一定下で、降伏せん断力係数を 0.1 から 0.4 まで 0.1 刻みで変化させた場合について、パルス速度振幅と最大応答変形角の関係をそれぞれ図 4.7(a) ~ (d) に示す。図中には等価高さ H_e に対する正弦波パルスの最大地動変位 D_0 の比 (D_0/H_e) を合わせて示す。パルス速度振幅と最大応答変形角の関係が D_0/H_e に漸近することは、木造建物が正弦波パルスの地動変位に追従できていないことを示している。また、パルス周期 $T_p = 0.5$ s、 1.0 s、 2.0 s、 3.0 s の場合について、パルス速度振幅 $V_p = 50$ cm/s、 100 cm/s、 150 cm/s の正弦波パルスの加速度応答スペクトルを、降伏せん断力係数を 0.1 から 0.4 まで 0.1 刻みで変化させた木造建物の性能等価加速度応答スペクトルと合わせて図 4.7(a) ~ (d) に示す。

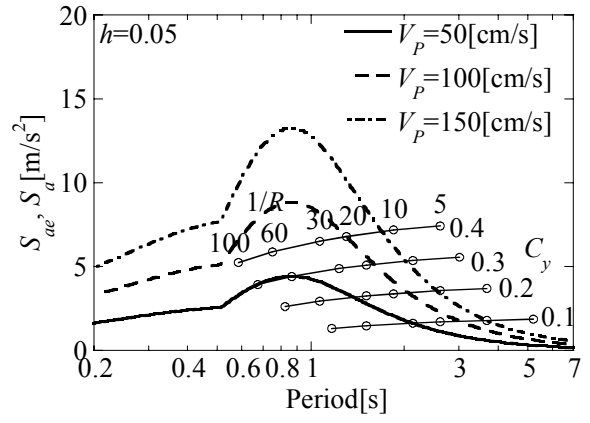
パルス周期 $T_p = 0.5$ s の場合、最大応答変形角は降伏せん断力係数に関わらずパルス速度振幅に比例して大きくなり、パルス速度振幅が 150 cm/s の場合で最大応答変形角は 0.05 rad 程度となる。また、 D_0/H_e に漸近しており正弦波パルスの地動変位に追従できていないことがわかる。パルス周期 $T_p = 2.0$ s の場合、最大応答変形角は降伏せん断力係数が大きくなると小さくなり、パルス速度振幅が 150 cm/s の場合で降伏せん断力係数を 0.3 以上確保することにより最大応答変形角を小さくできる。パルス周期 $T_p = 3.0$ s の場合も同様で、最大応答変形角は降伏せん断力係数が大きくなると小さくなり、降伏せん断力係数を 0.2 以上確保することにより、パルス速度振幅が 150 cm/s 程度のパルス性地震動に対しても最大応答変形角を小さくできる。



(a) $T_p = 0.5$ [s]



(b) $T_p = 1.0$ [s]



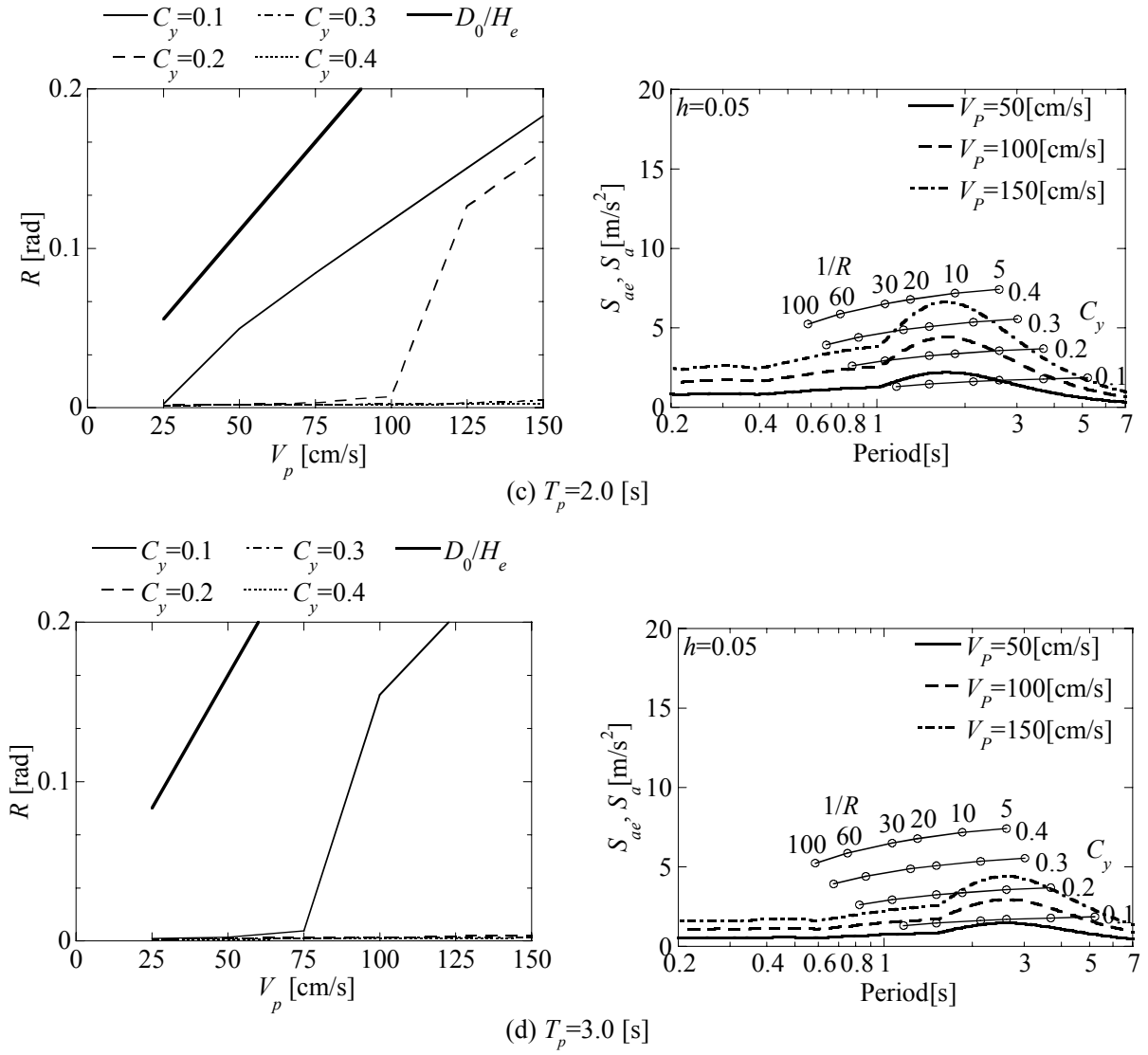


図 4.7 正弦波パルスに対する木造建物の最大応答変形角（周期一定）

4.4 パルス特性値による最大応答変形角の推定

本節では、正弦波パルスのパルス特性値（パルス周期およびパルス速度振幅）から木造建物の最大応答変形角を推定する方法を構築する。既往の研究^{4,7)}から正弦波パルスに対する非減衰の加速度応答スペクトルを定式化し、非減衰の木造建物の性能等価加速度応答スペクトルとの交点から最大応答変形角の推定を行う。

4.4.1 正弦波パルスに対する非減衰 1 自由度系の時刻歴応答

加速度振幅 P_0 、パルス周期 $T_p (= 2\pi / \omega_p)$ の正弦波パルス 1 波が入力する場合、固有周期 $T (= 2\pi / \omega)$ の非減衰 1 自由度系の運動方程式は次式で表される。

$$\ddot{u} + \omega^2 u = \begin{cases} -P_0 \sin \omega_p t & (0 \leq t < T_p) \\ 0 & (T_p \leq t) \end{cases} \quad (4.9)$$

$T \neq T_p$ のとき式(4.9)を解くと、

$$\frac{u}{P_0/\omega^2} = \begin{cases} \frac{1}{\tau^2 - 1} (\sin \omega_p t - \tau \sin \omega t) & (0 \leq t < T_p) \\ -\frac{2\tau}{\tau^2 - 1} \cdot \sin \frac{\pi}{\tau} \cdot \cos \left(\frac{2\pi}{T} t - \frac{\pi}{\tau} \right) & (T_p \leq t) \end{cases} \quad (4.10)$$

ここで $\tau = \omega_p / \omega = T / T_p$ である。次に、 $T = T_p$ のとき式(4.9)を解くと、

$$\frac{u}{P_0/\omega^2} = \begin{cases} \frac{1}{2} (\omega t \cos \omega t - \sin \omega t) & (0 \leq t < T_p) \\ \pi \cos \omega t & (T_p \leq t) \end{cases} \quad (4.11)$$

以上より正弦波パルスに対する非減衰 1 自由度系の時刻歴応答変位は、非減衰 1 自由度系の固有周期 T とパルス周期 T_p の比 $\tau = T / T_p$ に依存することがわかる。

4.4.2 正弦波パルスに対する非減衰1自由度系の加速度応答スペクトル

非減衰1自由度系の場合、加速度応答スペクトル S_a と変位応答スペクトル S_d の間には $S_a = \omega^2 S_d$ の関係があるので^{4.8)}、式(4.9)、(4.10)から求められる変位応答の最大値から加速度応答スペクトルを求めることができる。

まず、加振中($0 \leq t < T_p$)における非減衰1自由度系の最大応答を求める。最大点となる可能性のある時刻は、式(4.9)を微分して得られる速度が0となる時刻 $t = mT/(\tau \pm 1)$ のときである。ここで m は $0 \leq t = mT/(\tau \pm 1) < T_p$ を満たす整数である。 $t = mT/(\tau + 1)$ と $t = mT/(\tau - 1)$ をそれぞれ式(4.9)に代入し、加振中における最大応答を以下のように $g_{1,m}$ 、 $g_{2,m}$ とおく。

$$\begin{aligned} g_{1,m} &= \left| \frac{1}{\tau - 1} \sin \left(\frac{2\pi m \tau}{\tau + 1} \right) \right| \\ g_{2,m} &= \left| \frac{1}{\tau + 1} \sin \left(\frac{2\pi m \tau}{\tau - 1} \right) \right| \end{aligned} \quad (4.12)$$

次に、加振終了後の自由振動中($T_p \leq t$)における非減衰1自由度系の最大応答を求める。加振終了後は非減衰自由振動となるので、式(4.10)の振幅が自由振動中における最大応答となり、それを以下のように f_n とおく。

$$f_n = \left| \frac{2\tau}{\tau^2 - 1} \sin \frac{\pi}{\tau} \right| \quad (4.13)$$

以上より正弦波パルスに対する非減衰1自由度系の加速度応答スペクトル S_a は次式で表される。

$$S_a = P_0 \cdot \max \{ g_{1,m}, g_{2,m}, f_n \} \quad (4.14)$$

式(4.14)における加速度応答スペクトル S_a を加速度振幅 P_0 で無次元化して図4.8に示す。最大応答加速度は $T/T_p < 1$ では式(4.12)で決まり、 $T/T_p > 1$ では式(4.13)で決まることがわかる。

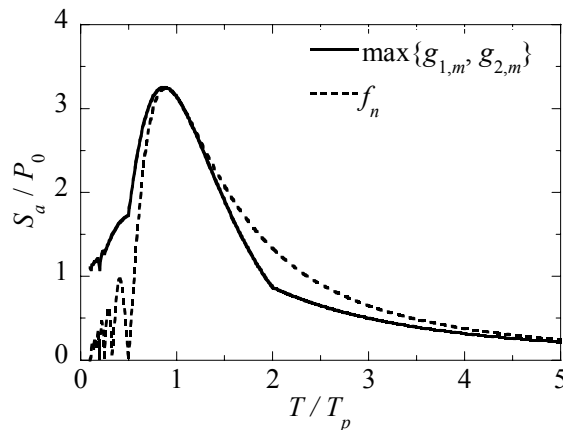


図4.8 正弦波パルスに対する非減衰の加速度応答スペクトル

4.4.3 パルス特性値による最大応答変形角の推定

式(4.1)～(4.3), (4.7), (4.14)より性能等価加速度応答スペクトルを非減衰の加速度応答スペクトルに変換し、正弦波パルスに対する非減衰1自由度系の加速度応答スペクトルとの交点から、正弦波パルスのパルス速度振幅 V_p は木造建物の最大応答変形角 R の関数として次式で表される。

$$V_p(R) = \frac{(2\pi/T_e(R))^2 RH_e \cdot F_h(h=0)}{F_h(h(R))} \cdot \frac{T_p}{\pi \cdot \max\{g_{1,m}, g_{2,m}, f_n\}} \quad (4.15)$$

式(4.15)により推定したパルス速度振幅と木造建物の最大応答変形角の関係を、パルス周期 $T_p = 0.5$ s、 1.0 s、 2.0 s、 3.0 s の場合について、降伏せん断力係数を 0.1 から 0.4 まで 0.1 刻みで変化させて図 4.9(a)～(d)に示す。式(4.15)を図示した場合、図 4.9 中に細線で示すように1つのパルス速度振幅に対して複数の最大応答変形角が求まることがわかる。ここではその中で一番小さい値を最大応答変形角として採用し、図 4.9 中に太線で示す。

パルス周期 $T_p = 0.5$ s、 1.0 s の場合、パルス速度振幅と最大応答変形角の関係は概ね比例関係にあり、降伏せん断力係数を変化させても最大応答変形角は大きく変わらない。パルス周期が 0.5 秒や 1 秒程度の比較的短周期が卓越するパルス性地震動に対しては、耐力を向上させることよりも変形性能を確保することが有効であることがわかる。例えば、パルス周期 0.5 秒の地震動に対しては 0.05 rad 程度、パルス周期 1 秒の地震動に対しては 0.1 rad 程度までの変形性能を確保することにより、パルス速度振幅が 150 cm/s 程度の地震動に対しても倒壊を免れることができる。一方パルス周期 $T_p = 2.0$ s、 3.0 s の場合、パルス速度振幅が大きくなると急激に最大応答変形角が大きくなり、その時のパルス速度振幅はパルス周期と降伏せん断力係数が大きいほど大きくなる。パルス周期 2 秒や 3 秒の比較的長周期が卓越するパルス性地震動に対しては、耐力を向上させることが有効であるが、想定以上の地震動を受けた場合には耐震補強を行っても倒壊する可能性があることがわかる。これらの傾向は 4.3 節の結果と一致しており、式(4.15)によりパルス速度振幅と木造建物の最大応答変形角の関係を概ね推定できることがわかる。

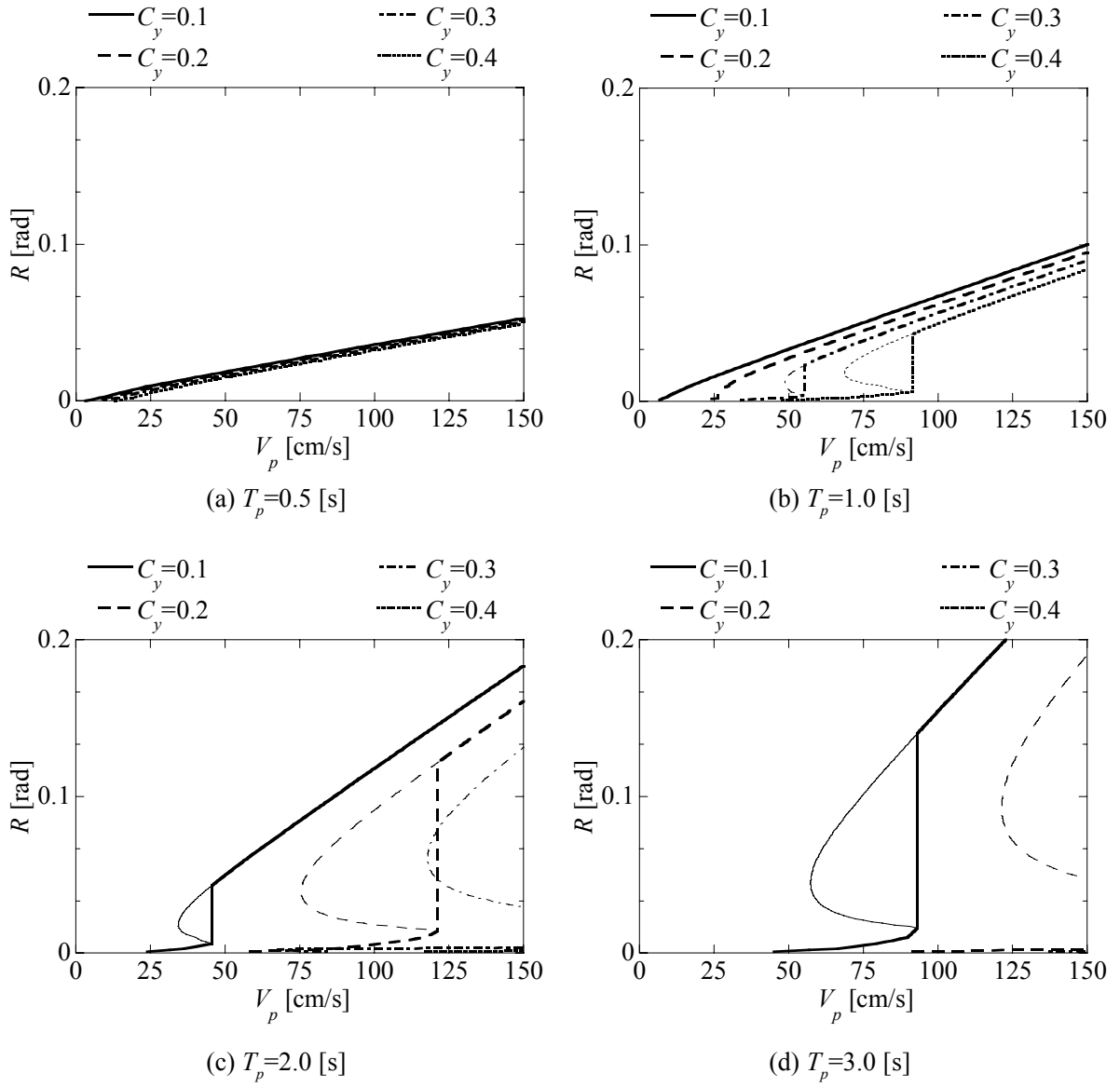


図 4.9 正弦波パルスに対する木造建物の最大応答変形角の推定

4.4.4 木造建物の応答特性

本項では、4.4.3 項で推定したパルス速度振幅 と 木造建物の最大応答変形角の関係から、パルス性地震動に対する木造建物の応答特性について述べる。パルス周期が大きくなると、あるパルス速度振幅の時に最大応答変形角 が急激に大きくなる。このとき図 4.10 に示すように、1 つのパルス速度振幅 V_p に対して 2 つの最大応答変形角 R_1, R_2 が存在し、 $V_p(R_1) = V_p(R_2)$ となる。また図 4.10 に示すように、正弦波パルスの加速度応答スペクトルと木造建物の性能等価加速度応答スペクトルは二点で交わっており、以下では最大応答変形角 R の上昇値 $\Delta R = R_2 - R_1$ および ΔR 上昇するときのパルス速度振幅 $V_{p, \Delta R}$ を求めることを考える。

$T < T_p$ で交わるとき、正弦波パルスの加速度応答スペクトルと木造建物の性能等価加速度応答スペクトルは等価周期 $T_{e1} = 0.5 T_p$ で交わる。式(4.1)から R_1 を求めた後に式(4.16)に R_1 を代入して $V_{p, \Delta R}$ を求め、パルス周期との関係について降伏せん断力係数を 0.1 から 0.4 まで 0.1 刻みで変化させて図 4.11 に示す。また、 $T > T_p$ で交わるときの等価周期 T_{e2} に対応する R_2 を式(4.15)から収斂計算により求め、 ΔR とパルス周期との関係について降伏せん断力係数を 0.1 から 0.4 まで 0.1 刻みで変化させて図 4.12 に示す。 $V_{p, \Delta R}$ と ΔR は、パルス周期と降伏せん断力係数が大きくなるほど大きくなることがわかる。以上より、長周期が卓越するパルス性地震動に対しては、ある程度建物の耐力を確保することにより最大応答変形角を大幅に小さくできることがわかる。例えば、パルス周期 2 秒の地震動に対しては降伏せん断力係数を 0.3 以上、パルス周期 3 秒の地震動に対しては降伏せん断力係数を 0.2 以上確保することにより、パルス速度振幅が 150 cm/s 程度の地震動に対しても倒壊を免れることができる。

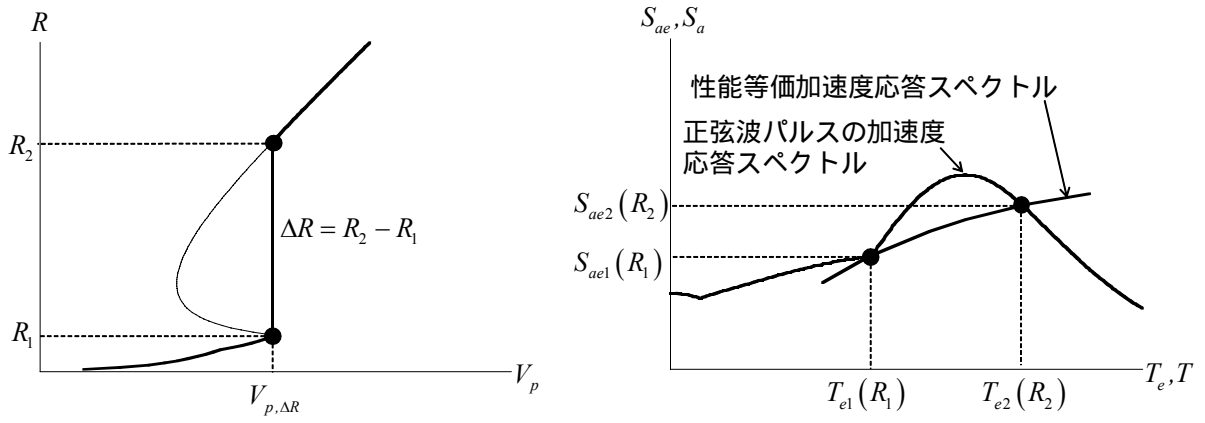


図 4.10 ΔR の定義

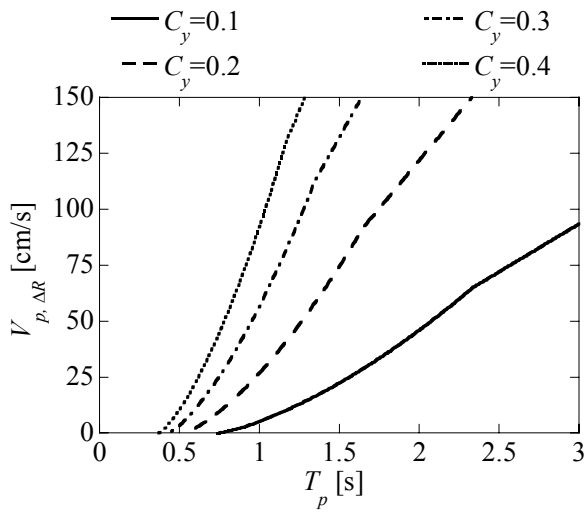


図 4.11 ΔR 上昇するときのパルス速度振幅

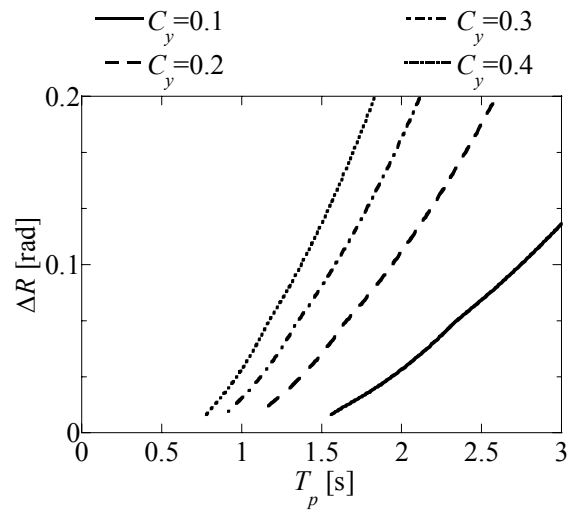


図 4.12 最大応答変形角の上昇値 ΔR

4.5 振動台実験の概要

前節では、パルス速度振幅から木造建物の最大応答変形角を推定する方法を示した。本節以降では、振動台実験により前節で示した推定法の精度検証を行う。本節では振動台実験の概要について述べる。

4.5.1 加振方法

振動台実験は図 4.13, 14 に示すように、京都大学防災研究所に設置されている電気・油圧サーボ式の強震応答実験装置を用いて行う。強震応答実験装置は、水平方向 2 軸 (X, Y 軸) と上下方向 (Z 軸) の振動および各軸回りの回転動 ($\theta_x, \theta_y, \theta_z$) が同時または単独に加振可能な 3 次元 6 自由度の振動台システム、加振実験と数値計算が実時間で結合可能な動的アクチュエータシステム、振動台システムと動的アクチュエータシステムに共通の油圧源装置とデータ計測解析システムより構成されている。振動台テーブルの寸法は 5.0 m (X 軸方向) × 3.0 m (Y 軸方向)、最大搭載重量は 30 tonf (定格 15 tonf)、加振可能な最大変位は X, Y, Z 軸方向がそれぞれ ± 300 mm、 ± 250 mm、 ± 200 mm、最大加速度は 15 tonf 載荷時に 3 軸方向とも ± 1.0 m/s² (無載荷時 ± 1.5 m/s²) である。

本実験における入力振動は振動台の X 軸方向 1 方向のみとし、振動台の最大加速度を加振波の最大振幅に合わせてスケール変更を行うことにより制御する。加振には表 4.2 に示すように正弦波パルスを用い、最大地動変位 D_0 を 25 cm で一定としてパルス周期 T_p をパラメータとしている。ただし $T_p = 0.5$ s の場合は倍率を 80% としているため、最大地動変位 D_0 は 20 cm となる。加振時間は 60 秒間とし、その後逆方向に $T_p = 10.0$ s の正弦波パルスを入力して振動台の変位を初期位置に戻している。以下では、パルス周期の異なる 4 つの正弦波パルスを入力した場合の実験結果を用いて分析を行う。加振波の変位波形を図 4.15 に、加振波の加速度応答スペクトルを図 4.16 に、加振波の変位応答スペクトルを図 4.17 に示す。

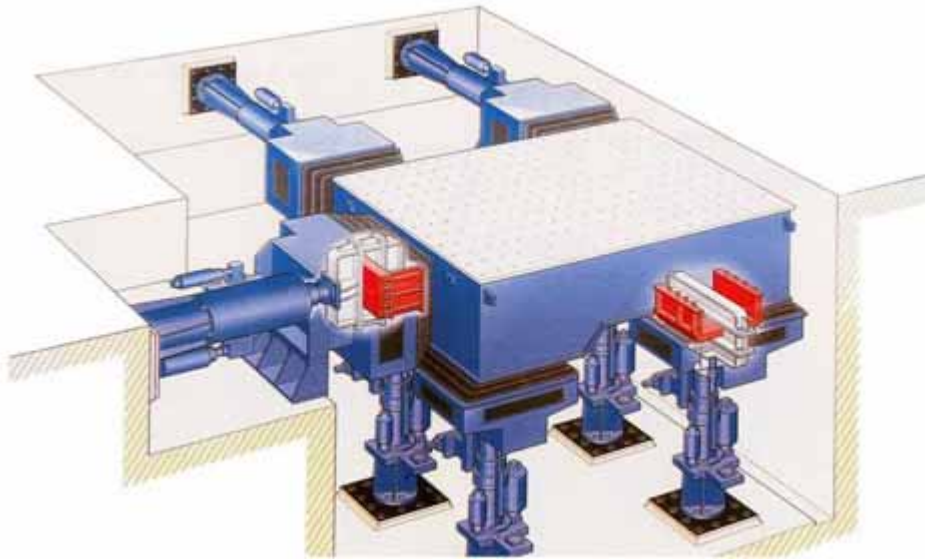


図 4.13 加振装置

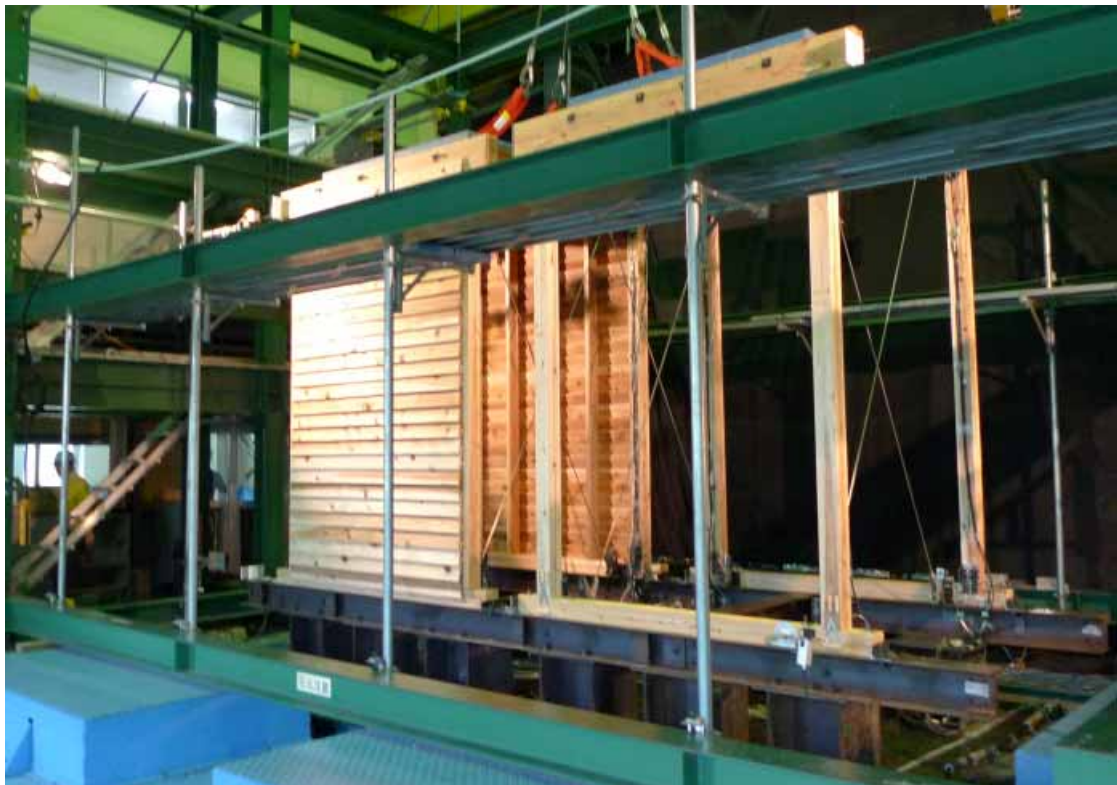


図 4.14 加振装置全体図

表 4.2 加振波一覧

番号	入力波	T_p [s]	倍率	D_0 [cm]	V_p [cm/s]	P_0 [cm/s ²]
1	正弦波パルス1波	3.0	100%	25	17	17
2		2.0	100%	25	25	39
3		1.0	100%	25	50	157
4		0.5	80%	20	80	503

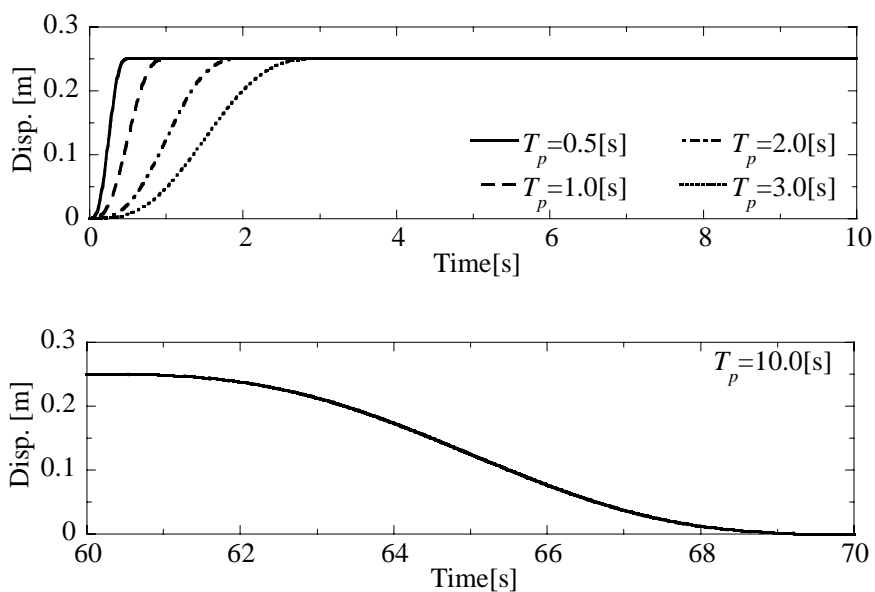


図 4.15 加振波の変位波形

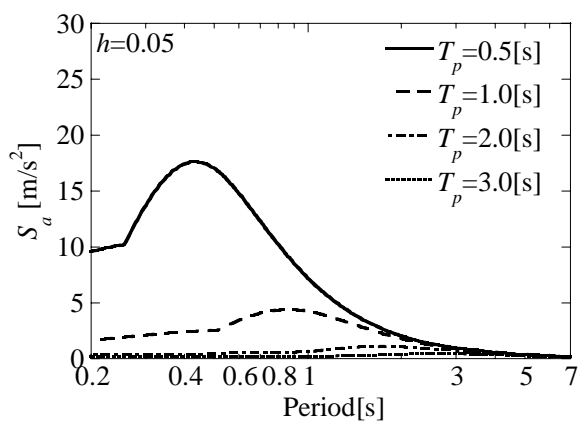


図 4.16 加振波の加速度応答スペクトル

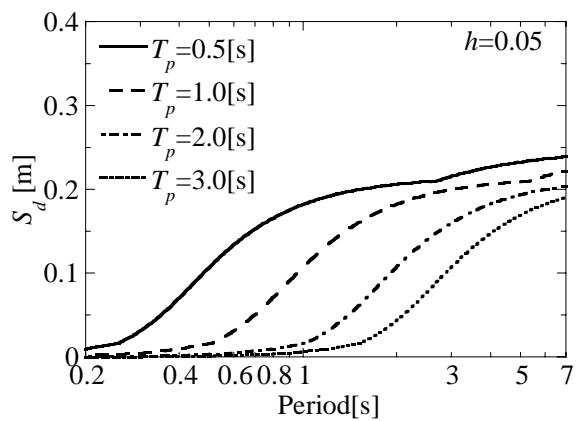


図 4.17 加振波の変位応答スペクトル

4.5.2 試験体概要

試験体は図 4.18 に示すように単位軸組を 2 構面配置した立体木造軸組架構である。構面間にはステンレス製のターンバックル付筋かいおよび構造用合板を設置し、試験体に直行方向の倒壊やねじれを防止している。筋かいは桁および土台にコボット^{4.9)}で固定している。試験体は土台を振動台上の架台にアンカーボルトで固定し、構造用合板の上に上載荷重（おもり）を載せている。本章では表 4.3 および図 4.19 に示すように、軸組試験体（2 体）、全壁試験体（2 体）、垂壁試験体（1 体）、差鴨居試験体（2 体）の 4 種類、計 7 体の試験体を対象とする。

試験体は柱、土台、桁、垂壁から構成されており、1820 × 2798 mm を基本寸法とする。材種は柱と土台には杉、桁には米松を用いる。部材の基本寸法は柱および土台を 105 × 105 mm、桁を 105 × 240 mm としているが、差鴨居試験体 SD-1, SD-2 のみ柱および土台を 120 × 120 mm、桁を 120 × 240 mm としている。柱と桁および土台の接合部については図 4.20, 4.21 に示すように、主に短ほぞ（ほぞ寸法：30 × 84 × 52.5 mm）に加えて両面山型プレートで留める仕様としているが、差鴨居試験体 SD-1, SD-2 のみ長ほぞ（柱頭ほぞ寸法：30 × 80 × 150 mm、柱脚ほぞ寸法：30 × 80 × 100 mm）を込栓（材種：米松）で留める仕様としている。全壁試験体 WD-1 の下見板の仕様は、15 mm 厚の杉板をせい 180 mm に対して 30 mm ずつ上下で重なるように設置し、N50 釘 1 本で 2 枚の下見板を柱に留め付けている。全壁試験体 WD-2 の荒壁パネルの仕様は、26 mm 厚のパネルを片面貼り（差鴨居試験体 SD-2 では両面貼り）の受け材仕様で施工している^{4.10)}。柱と差鴨居の接合部は図 4.22 に示すように、30 × 126 mm のほぞを柱に通し、15 mm 角の込栓（材種：米松）で留める仕様としている。

上載荷重（おもり）は、試験体の柱脚部に浮き上がりが生じないように各試験体の最大耐力を静的水平加力実験結果から想定して決定し、表 4.3(a)に示す。試験体の柱に用いた木材は振動台実験終了後に曲げ試験^{4.11)}を実施しており、各構面の柱の曲げヤング係数は表 4.3(a)に示す通りである。

表 4.3 試験体一覧

(a) 試験体の仕様

種類	試験体名	接合部仕様	耐震要素	ヤング係数[kN/mm ²]		上載重量[kN]
				北側構面	南側構面	
軸組	FD-1	短ほぞ(山型プレート留め)		5.71	6.92	22.0
	FD-2	短ほぞ(山型プレート留め)		7.37	7.52	22.0
全壁	WD-1	短ほぞ(山型プレート留め)	下見板(15mm)	6.06	6.76	22.6
	WD-2	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	8.40	7.89	32.8
垂壁	HD-1	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	6.54	7.91	22.6
差鴨居	SD-1	長ほぞ(込栓留め)	差鴨居(120×270mm)鼻栓留め	7.19	7.90	32.5
	SD-2	長ほぞ(込栓留め)	荒壁パネル(26mm)両面 差鴨居(120×270mm)鼻栓留め	5.73	5.95	23.4

(b) 試験体の部材寸法

種類	試験体名	柱寸法[mm] (幅×成×高さ)	桁寸法[mm] (幅×成×高さ)	土台寸法[mm] (幅×成×高さ)	柱頭ほぞ寸法[mm] (幅×成×高さ)	柱脚ほぞ寸法[mm] (幅×成×高さ)
軸組	FD-1	105×105×2625	105×240×2240	105×105×2240	30×84×52.5	30×84×52.5
	FD-2	105×105×2625	105×240×2240	105×105×2240	30×84×52.5	30×84×52.5
全壁	WD-1	105×105×2625	105×240×2240	105×105×2240	30×84×52.5	30×84×52.5
	WD-2	105×105×2625	105×240×2240	105×105×2240	30×84×52.5	30×84×52.5
垂壁	HD-1	105×105×2625	105×240×2240	105×105×2240	30×84×52.5	30×84×52.5
差鴨居	SD-1	120×120×2610	120×240×2240	120×120×2240	30×80×150	30×80×100
	SD-2	120×120×2610	120×240×2240	120×120×2240	30×80×150	30×80×100

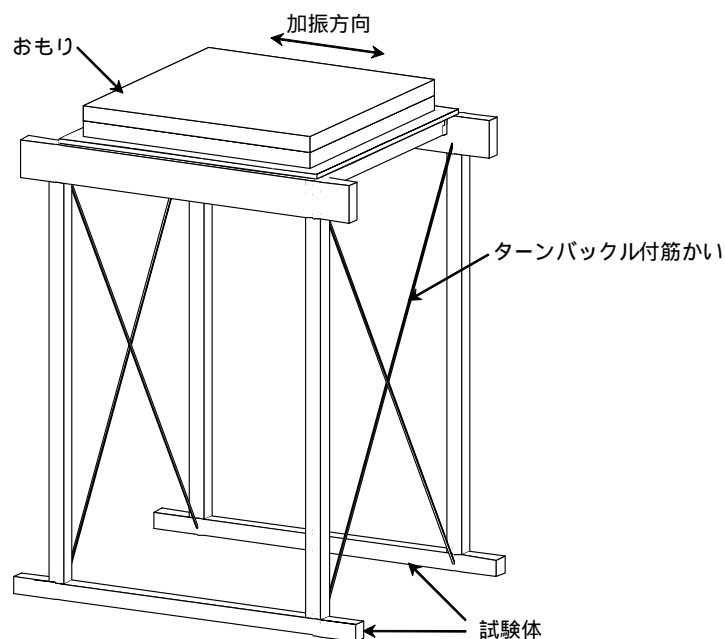


図 4.18 試験体の構成

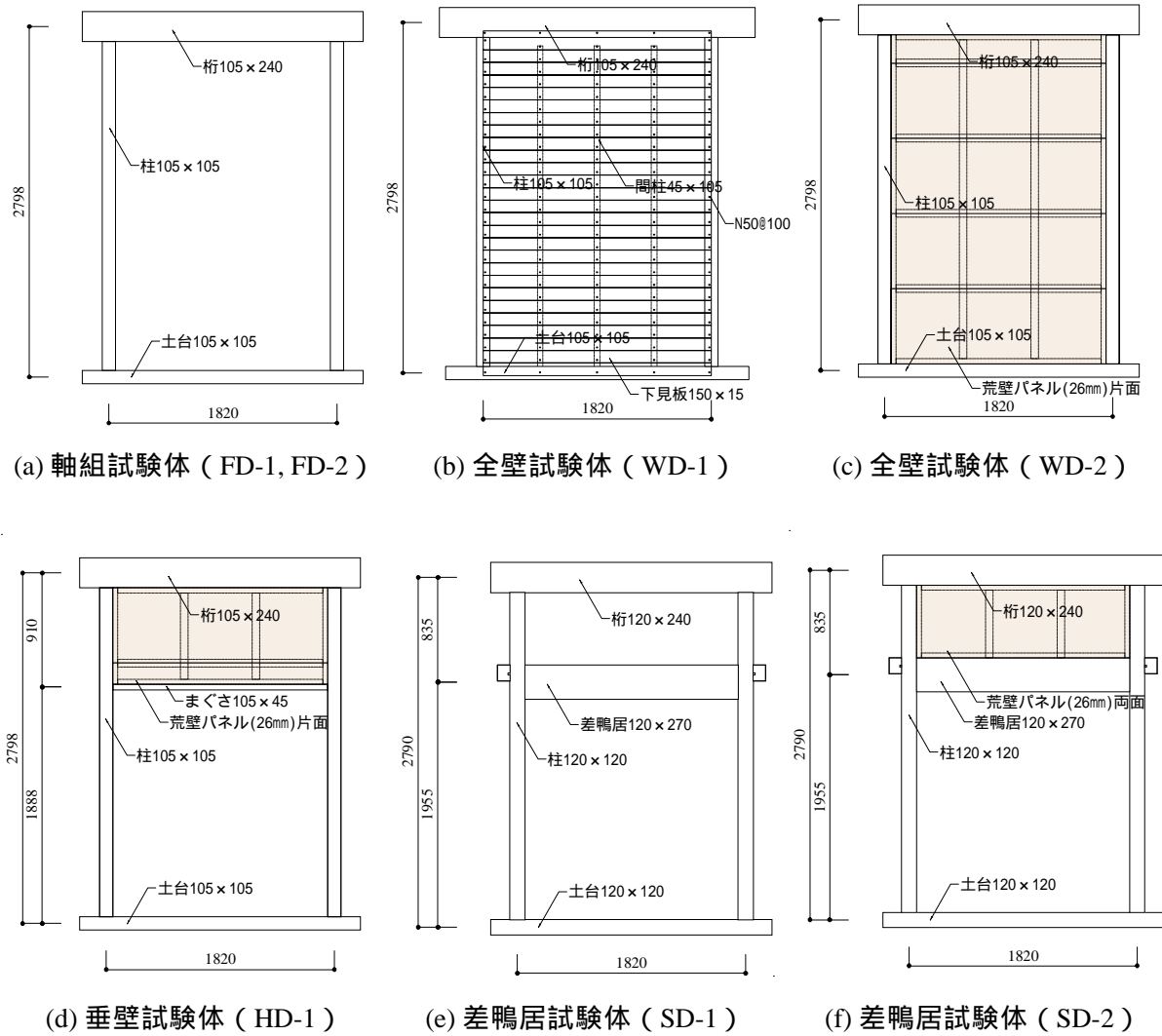


図 4.19 試験体立面図

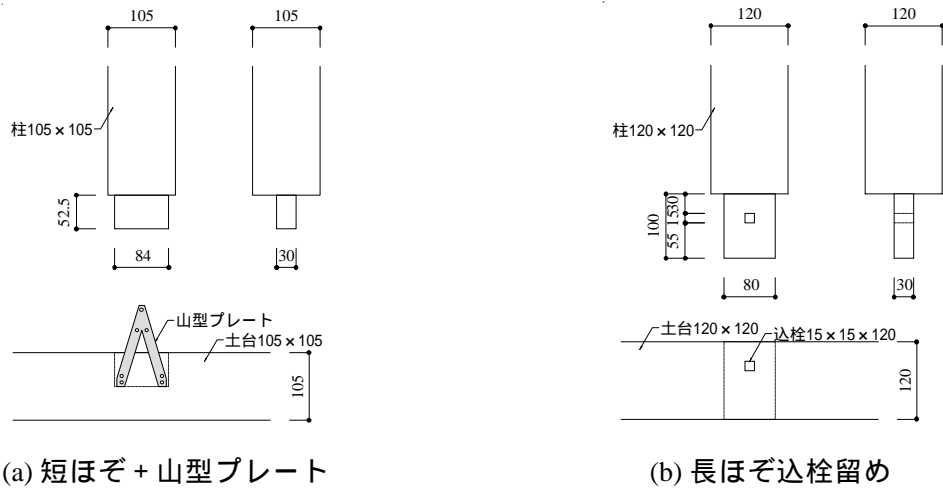


図 4.20 柱脚接合部詳細図

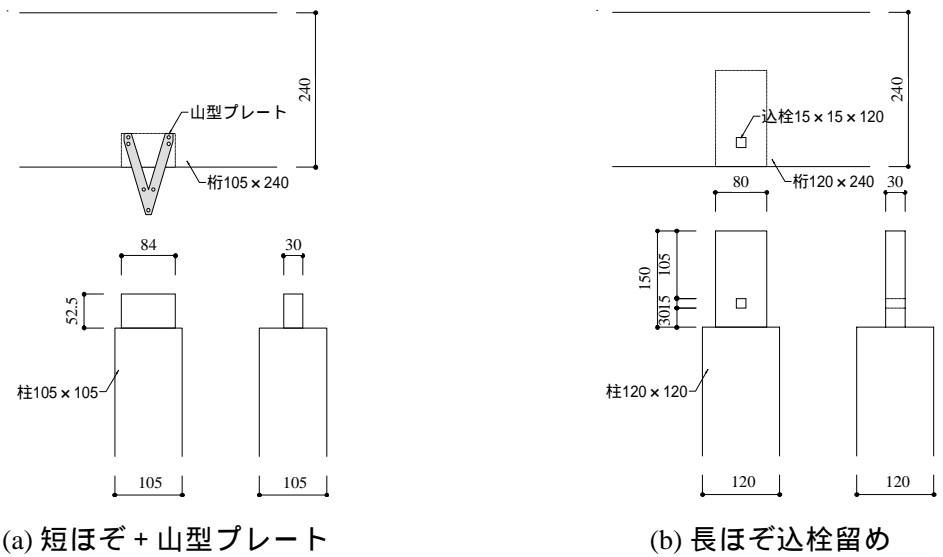


図 4.21 柱頭接合部詳細図

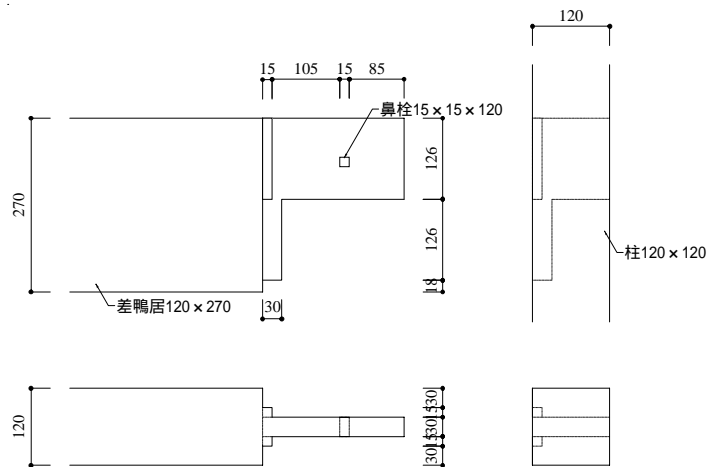


図 4.22 差鴨居接合部詳細図

4.5.3 計測概要

本章の分析に用いた計測位置を図4.23に、計測機器の写真を図4.24に示す。おもり上の加振方向に加速度計を2台、各構面の桁位置にレーザー変位計およびワイヤー変位計をそれぞれ設置している。また、各構面の振動台上の架台位置にレーザー変位計をそれぞれ設置している。

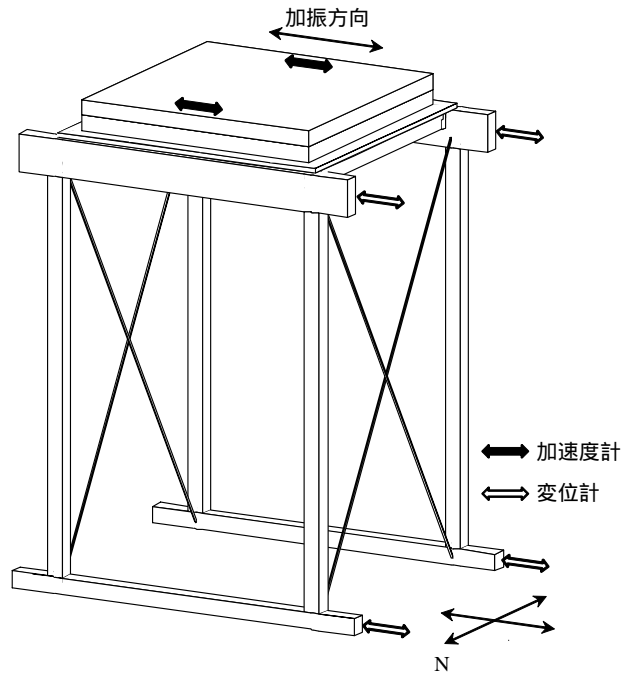


図 4.23 分析に用いた計測位置



(a) レーザー変位計



(b) 加速度計

図 4.24 計測機器

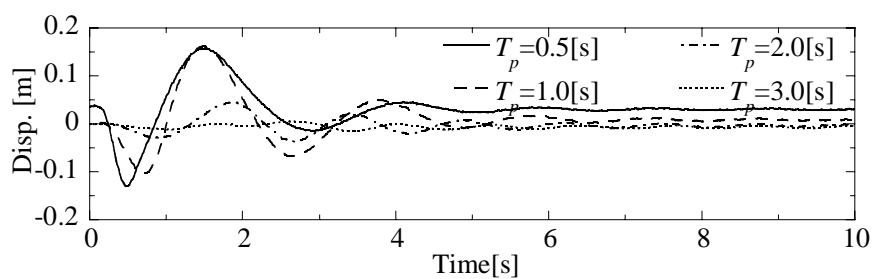
4.6 振動台実験による応答予測の精度検証

4.6.1 実験結果

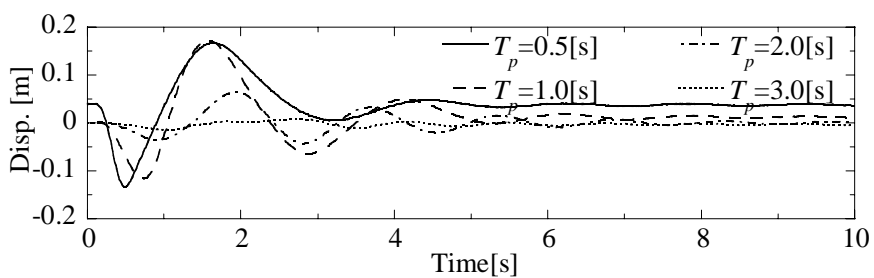
各加振波に対する応答変位波形を図 4.25(a)～(g)に、応答加速度波形を図 4.26(a)～(g)に示す。ここで応答変位および応答加速度は各構面の平均値としている。正弦波パルスを入力した場合、応答変位は - 方向に発生し、応答加速度は + 方向に発生することがわかる。

正弦波パルス $T_p = 3.0$ s を入力した場合、各試験体とも応答変位は小さい。正弦波パルス $T_p = 2.0$ s を入力した場合、軸組試験体 FD-1, FD-2 のみ応答変位が大きくなり、最大で 0.07 m 程度となる。正弦波パルス $T_p = 1.0$ s を入力した場合、全壁試験体 WD-2 のみ応答変位が小さくなり、軸組試験体 FD-1, FD-2 は最大で 0.17 m 程度、全壁試験体 WD-1 は最大で 0.04 m 程度、垂壁試験体 HD-1 は最大で 0.11 m 程度、差鴨居試験体 SD-1 は最大で 0.15 m 程度、差鴨居試験体 SD-2 は最大で 0.06 m 程度となる。正弦波パルス $T_p = 0.5$ s を入力した場合、各試験体とも最も応答変位が大きくなり、軸組試験体 FD-1, FD-2 は最大で 0.17 m 程度、全壁試験体 WD-1 は最大で 0.11 m 程度、全壁試験体 WD-2 は最大で 0.08 m 程度、垂壁試験体 HD-1 は最大で 0.15 m 程度、差鴨居試験体 SD-1 は最大で 0.16 m 程度、差鴨居試験体 SD-2 は最大で 0.14 m 程度となる。以上より、長周期の正弦波パルスに対する応答は、耐力の大きい試験体は地動変位に追従するため小さくなり、耐力の小さい試験体は地動変位に追従できないため大きくなる傾向がある。これは 4.3, 4.4 節の分析結果と傾向が一致している。

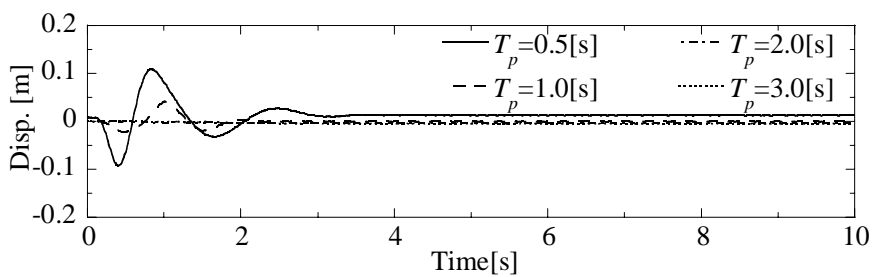
各試験体の層間変形角と層せん断力係数の関係について、各加振波に対する結果を図 4.27(a)～(g)に重ねて示す。ここで層せん断力係数は応答加速度と符号を逆にしている。実験結果より各試験体の層間変形角と層せん断力係数の関係を完全弾塑性モデル化することを考える。実験結果の包絡線の初期剛性に概ね対応するように降伏変形角 R_y を定め、層せん断力係数の最大値と等しくなるように降伏せん断力係数 C_y を定める。各試験体の層間変形角と層せん断力係数の関係をバイリニア置換した結果を図 4.27(a)～(g)に点線で示す。



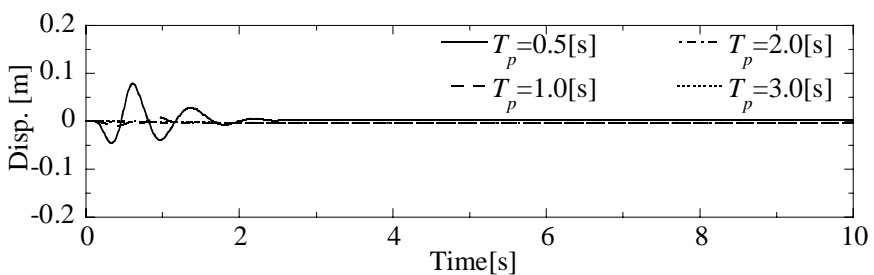
(a) 軸組試験体 (FD-1)



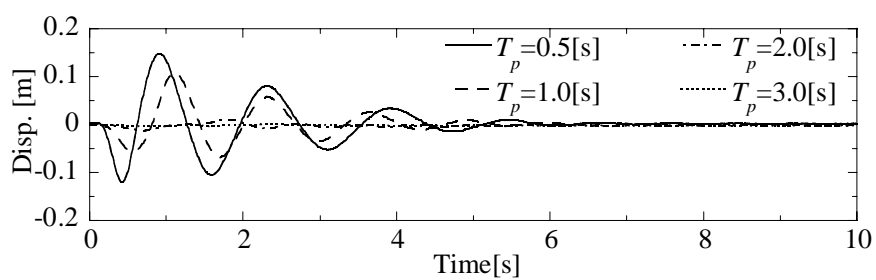
(b) 軸組試験体 (FD-2)



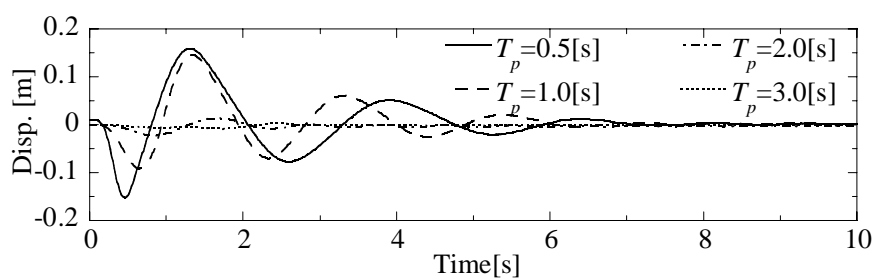
(c) 全壁試験体 (WD-1)



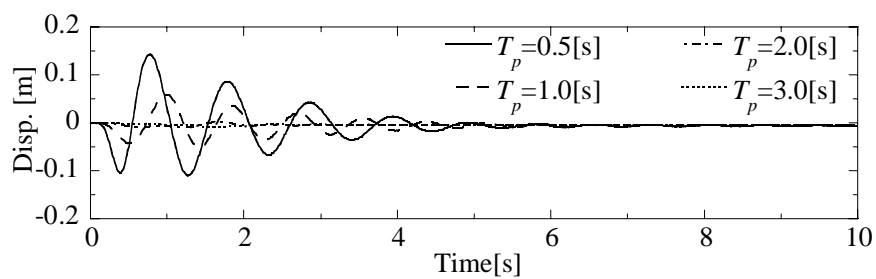
(d) 全壁試験体 (WD-2)



(e) 垂壁試験体 (HD-1)

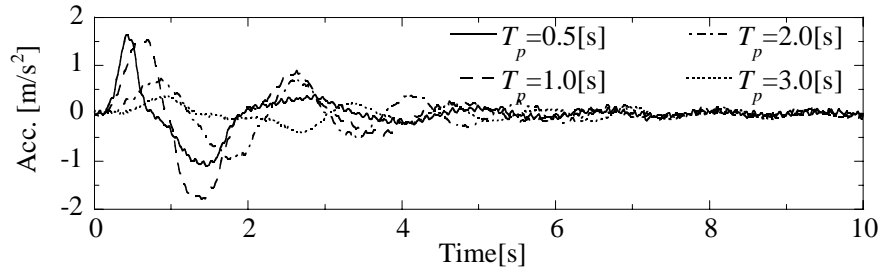


(f) 差鴨居試験体 (SD-1)

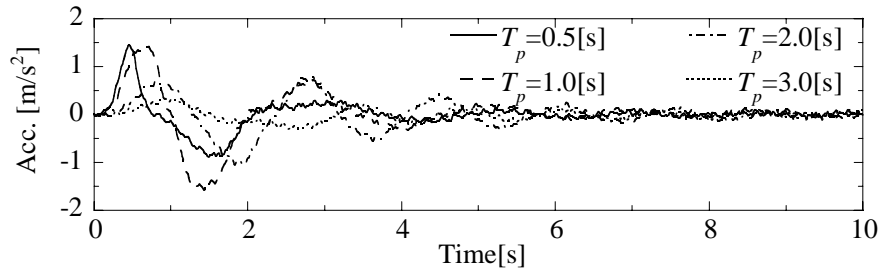


(g) 差鴨居試験体 (SD-2)

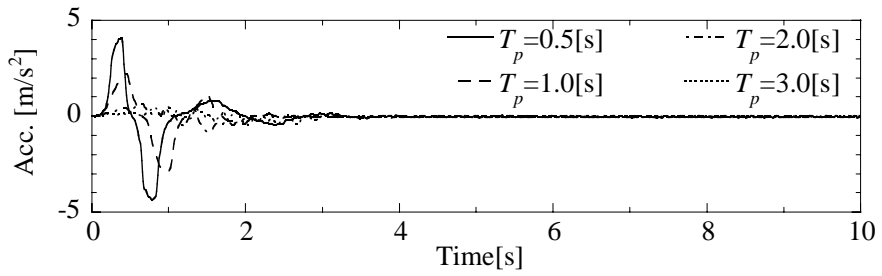
図 4.25 応答変位波形



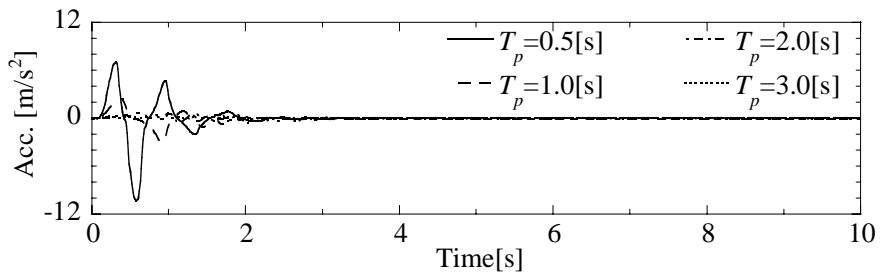
(a) 軸組試験体 (FD-1)



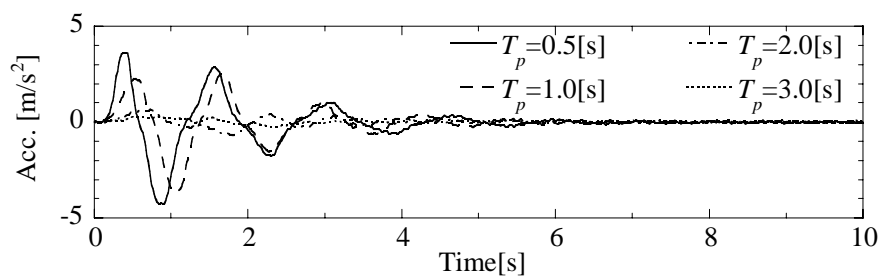
(b) 軸組試験体 (FD-2)



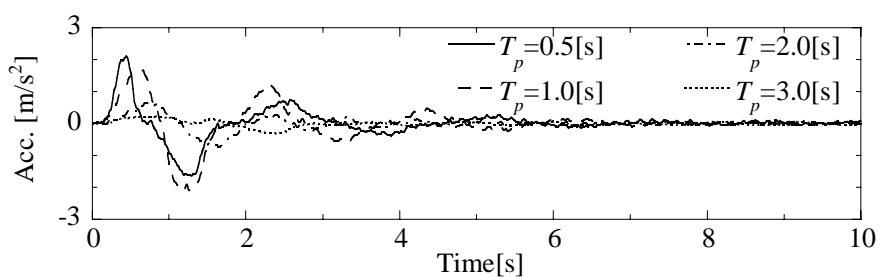
(c) 全壁試験体 (WD-1)



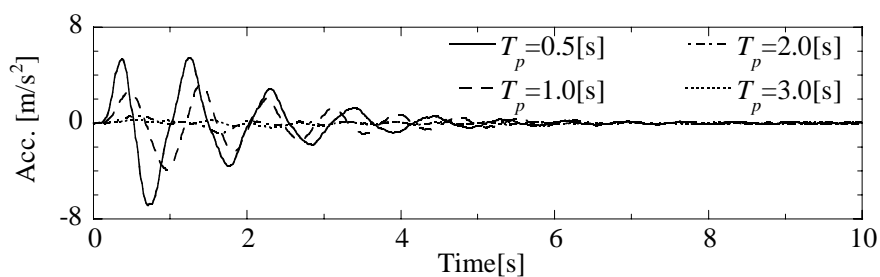
(d) 全壁試験体 (WD-2)



(e) 垂壁試験体 (HD-1)

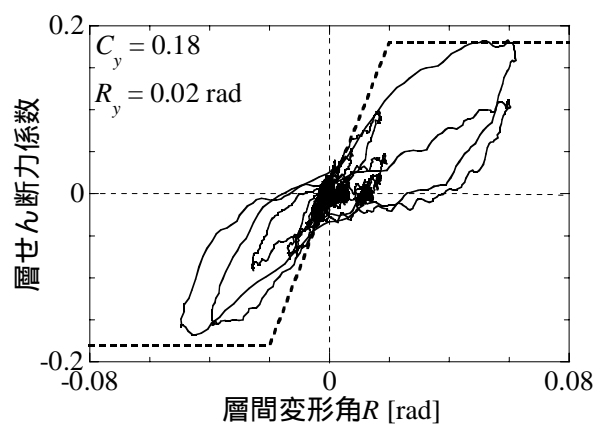


(f) 差鴨居試験体 (SD-1)

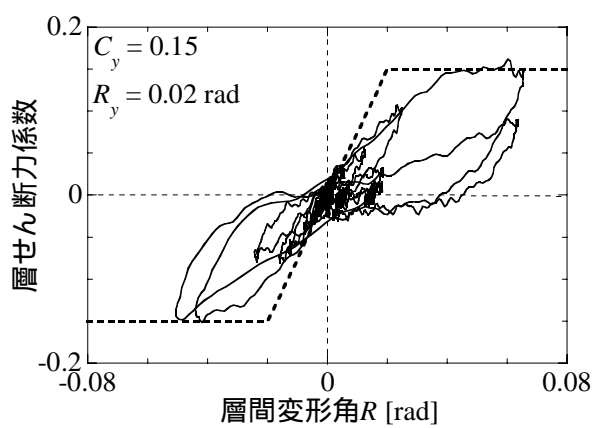


(g) 差鴨居試験体 (SD-2)

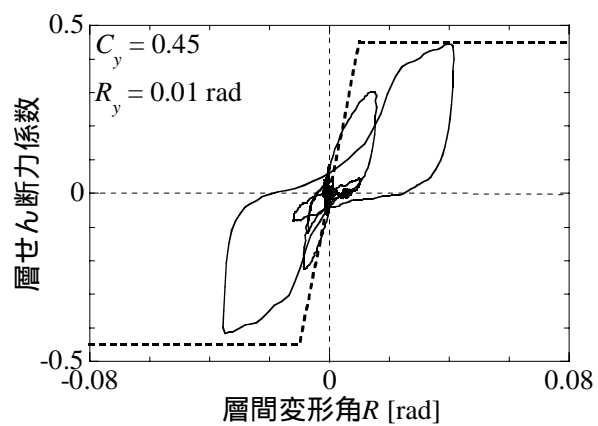
図 4.26 応答加速度波形



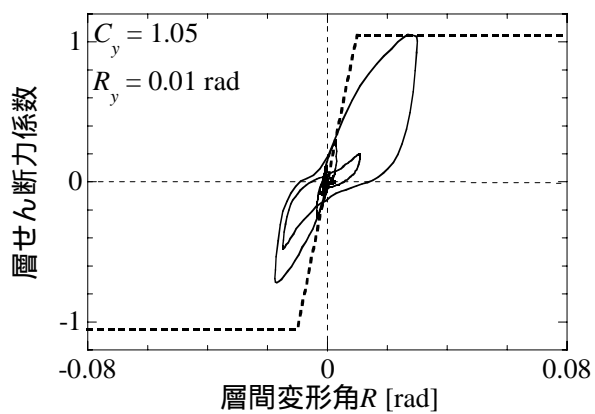
(a) 軸組試験体 (FD-1)



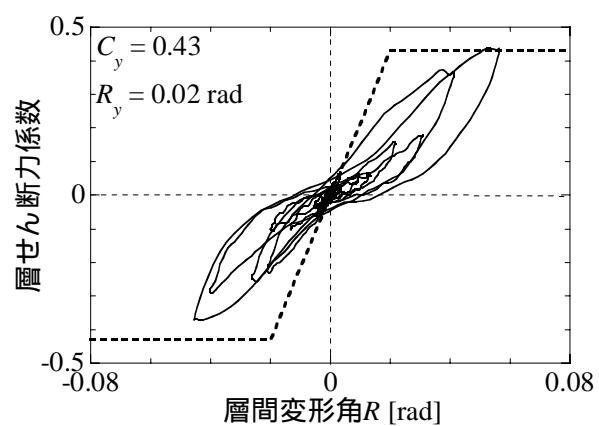
(b) 軸組試験体 (FD-2)



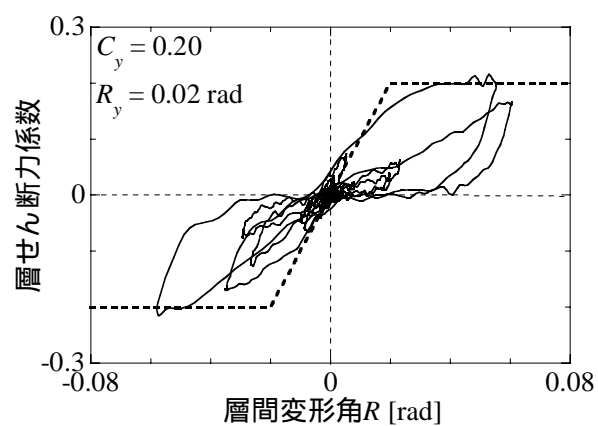
(c) 全壁試験体 (WD-1)



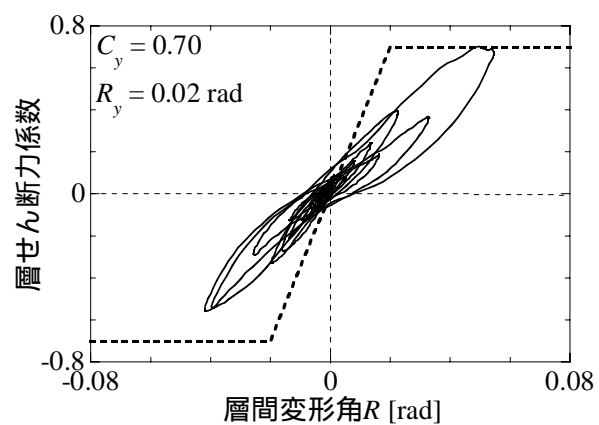
(d) 全壁試験体 (WD-2)



(e) 垂壁試験体 (HD-1)



(f) 差鴨居試験体 (SD-1)



(g) 差鴨居試験体 (SD-2)

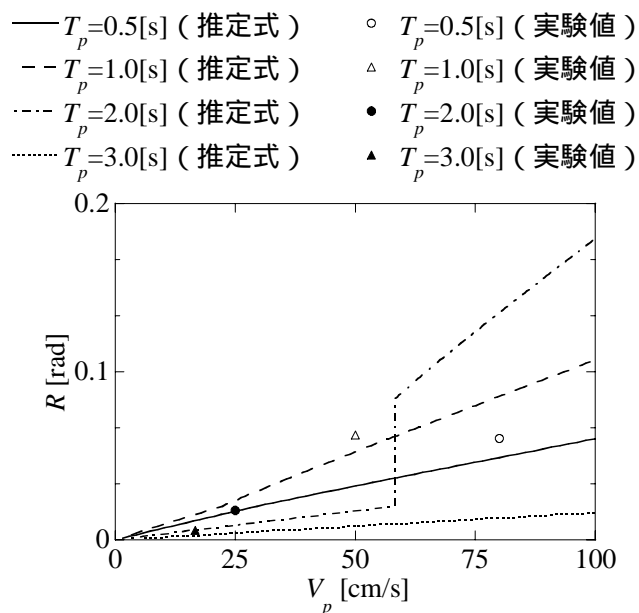
図 4.27 層間変形角と層せん断力係数の関係とモデル化

4.6.2 応答予測の精度検証

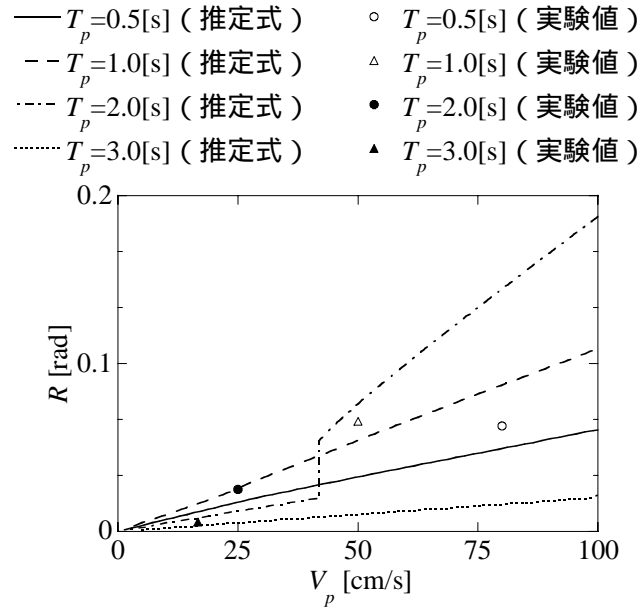
本項では、式(4.15)を用いて各試験体のパルス速度振幅 V_p と最大応答変形角 R の関係を推定し、実験結果との比較から推定式（式(4.15)）の精度検証を行う。ここで式(4.1)において試験体が単位軸組のため $M_e/M = 1.00$ とし、試験体の高さから $H_e = 2.8\text{ m}$ としている。降伏変形角 R_y および降伏せん断力係数 C_y は4.6.1節で実験結果から定めた値を用いる。式(4.1)における等価固有周期 T_e は復元力特性をバイリニア置換するため次式で表される。

$$T_e(R, C_y) = \begin{cases} 2\pi \sqrt{\frac{RH_e}{(M/M_e)C_y g}} & (R > R_y) \\ 2\pi \sqrt{\frac{R_y H_e}{(M/M_e)C_y g}} & (R \leq R_y) \end{cases} \quad (4.16)$$

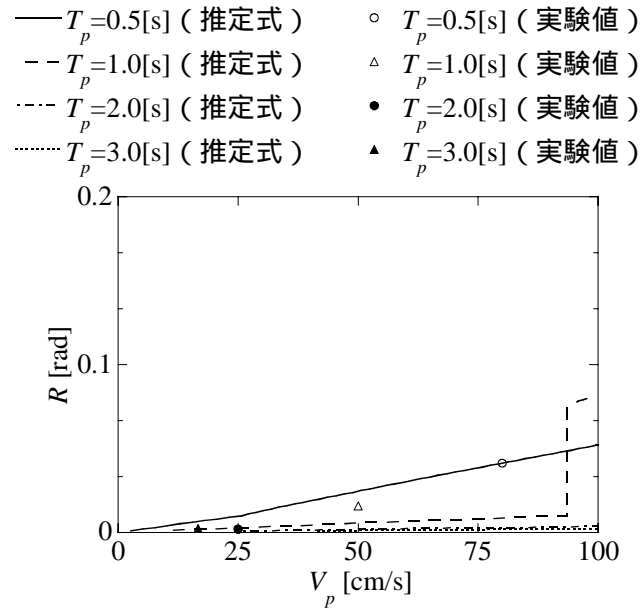
式(4.15)により推定した各試験体のパルス速度振幅 V_p と最大応答変形角 R の関係を、 $T_p = 0.5\text{ s}$ 、 1.0 s 、 2.0 s 、 3.0 s の場合について実験結果と合わせて図4.28(a)～(g)に示す。推定式（式(4.15)）により概ね実験値を予測できていることがわかる。ただし、 $T_p = 0.5\text{ s}$ 、 1.0 s の入力に対する応答は推定値よりも実験値の方が大きくなる傾向にある。これは試験体の減衰定数が式(4.3)の値よりも小さいことに起因するものと考えられる。



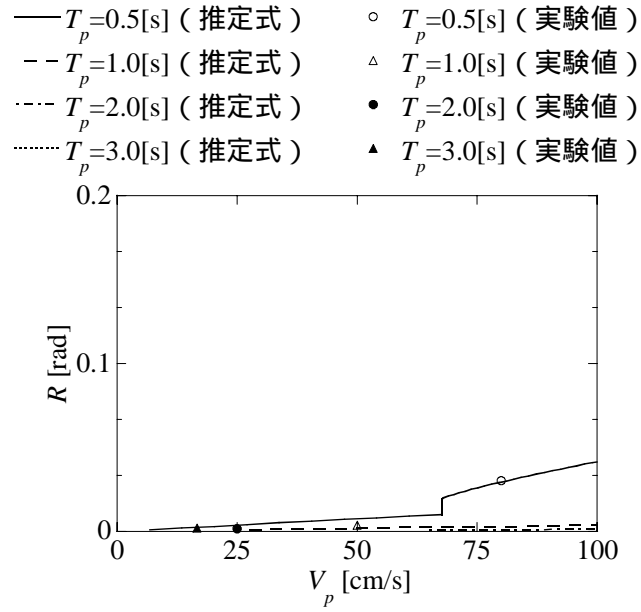
(a) 軸組試験体 (FD-1)



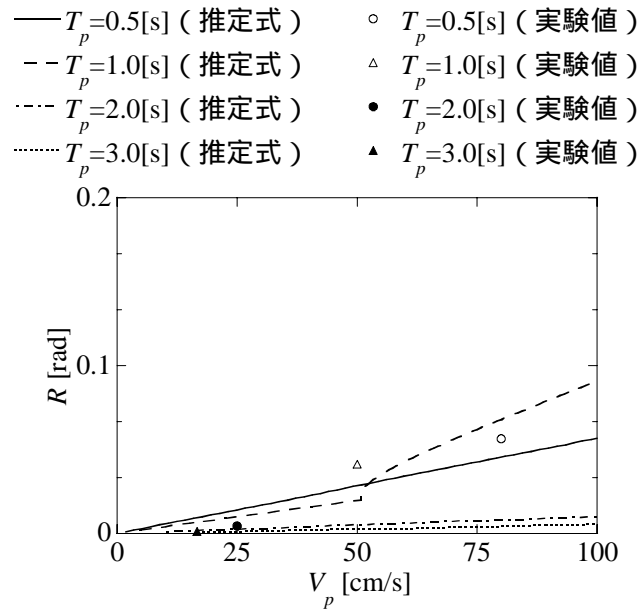
(b) 軸組試験体 (FD-2)



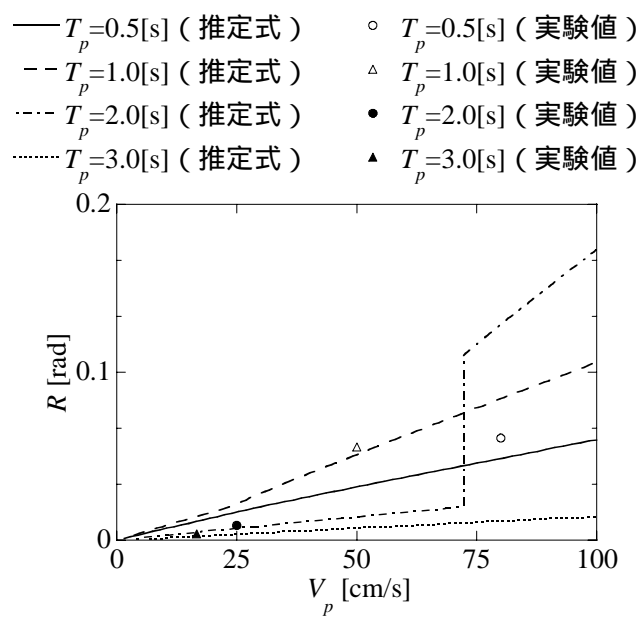
(c) 全壁試験体 (WD-1)



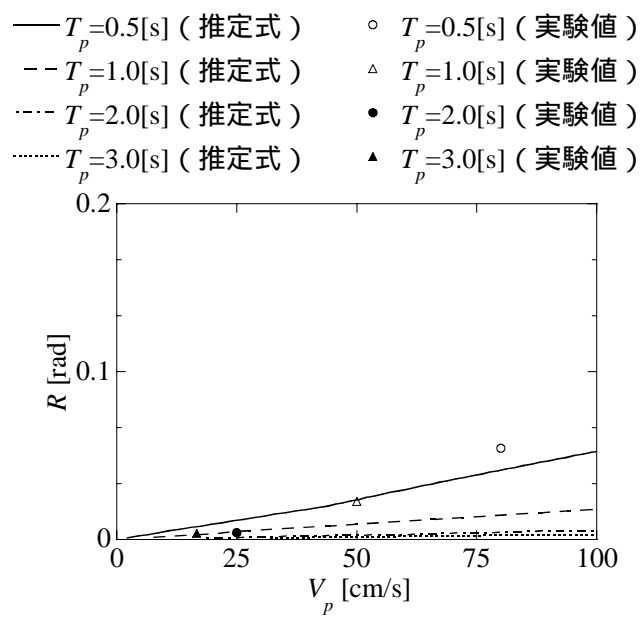
(d) 全壁試験体 (WD-2)



(e) 垂壁試験体 (HD-1)



(f) 差鴨居試験体 (SD-1)



(g) 差鴨居試験体 (SD-2)

図 4.28 最大応答変形角の推定

4.7 結論

本章では、パルス性地震動に対する木造建物の応答特性について分析し、立体木造軸組架構の振動台実験による検証を行った。まず、パルス性地震動を正弦波パルスで理想化することを考え、過去の観測記録との比較によりその妥当性を検討した。次に、パルス特性値（周期や速度振幅）が木造建物の応答に及ぼす影響について分析し、パルス特性値から木造建物の最大応答変形角を推定する方法を構築した。最後に、振動台実験により構築した推定法の精度検証を行った。得られた成果を以下にまとめて示す。

- 1) 適切なパルス特性値を用いた正弦波パルスにより、過去に観測されたパルス性地震動を再現可能である。
- 2) パルス周期が0.5秒や1秒程度の地震動の場合、降伏せん断力係数を変化させても最大応答変形角は大きく変わらないため、耐力を向上させることよりも変形性能を確保することが有効である。
- 3) パルス周期が2秒や3秒程度の地震動の場合、ある程度の耐力を確保することにより最大応答変形角を大幅に小さくできる。
- 4) 正弦波パルスのパルス特性値から木造建物の最大応答変形角を推定する方法を構築した。振動台実験により精度検証を行った結果、試験体の最大応答変形角を概ね推定可能であることを示した。

第5章

最大接合部変形記憶センサーの提案と木造建物の 残存耐震性能評価

5.1 序論

今後、南海地震などの大地震が発生した際には木造建物被害が広域化・同時多発化するため、専門家や行政による被災木造建物の診断は難航することが予想される。従って、住民自らが被災木造建物の安全性を即時判断できるような簡易で信頼性の高いシステムの構築が望まれる。

本章では、地震時に木造建物が経験した最大層間変形角の簡易推定法を構築することを目的とし、センサーの設置から被災木造建物の安全性の即時判断までを全て住民自らが行うことが可能なシステムの構築を目指す。まず、木造軸組架構の静的水平加力実験を行い、柱と横架材（桁や土台等）の接合部変形と架構全体の層間変形角の関係を把握し、最大接合部変形から架構全体の最大層間変形角を推定する方法を構築する。また、住民自らが木造建物の安全性の即時判断を行うために、地震時の木造軸組架構の最大接合部変形を記憶でき、低コストで製作や設置が容易なセンサーの提案を行う。提案する低コストセンサーは、住民自らが地震前に設置して地震後に値を読み取り、地震時における木造建物の最大層間変形角を推定することを想定している。さらに、既往の実験結果から木造軸組架構の損傷と最大層間変形角の関係について整理し、被災木造建物の残存耐震性能評価法を構築する。これらの手法により、専門家に頼ることなく住民自らが被災木造建物の安全性を即時判断できるため、被害が広域化しても迅速な対応が可能になると考えられる。

本章の構成は以下の通りである。まず、5.2節では最大接合部変形を記憶する低コストセンサーの提案を行い、5.3節では木造軸組架構の静的水平加力実験の概要について述べる。5.4節では実験結果から木造軸組架構の接合部変形と層間変形角の関係を把握し、5.5節では最大接合部変形から架構全体の最大層間変形角を推定する方法を構築する。5.6節では静的水平加力実験により、5.7節では振動台実験により提案センサーの精度検証を行う。5.8節では木造建物の残存耐震性能評価法について述べ、最後に5.9節で本章のまとめを述べる。

5.2 最大接合部変形記憶センサーの提案

本節では、最大層間変形角の簡易推定法を構築するためのアプローチについて述べる。

5.2.1 木造軸組架構の接合部変形の概要

木造軸組架構に層間変形が生じた場合、各接合部では図 5.1 に示すような大きな変形が生じる。層間変形角 R における接合部の回転角を θ 、柱芯位置における柱と横架材間の距離（以下では離間距離と呼ぶ）を Δ_c と定義する。接合部回転角 θ および柱芯位置での離間距離 Δ_c は、柱芯位置から左右に等しい距離 D_m 離れた計測位置での離間距離 Δ_{m1} 、 Δ_{m2} から次式で算出する。

$$\theta = (\Delta_{m1} - \Delta_{m2}) / 2D_m \quad (5.1)$$

$$\Delta_c = (\Delta_{m1} + \Delta_{m2}) / 2 \quad (5.2)$$

以下では、接合部変形として接合部回転角 θ と層間変形角 R の比 θ/R および柱芯位置での離間距離 Δ_c を用いて分析を行う。ここで、 θ/R は 1 に近いほど層間変形に占める柱の曲げ変形の割合が小さいことを意味している。

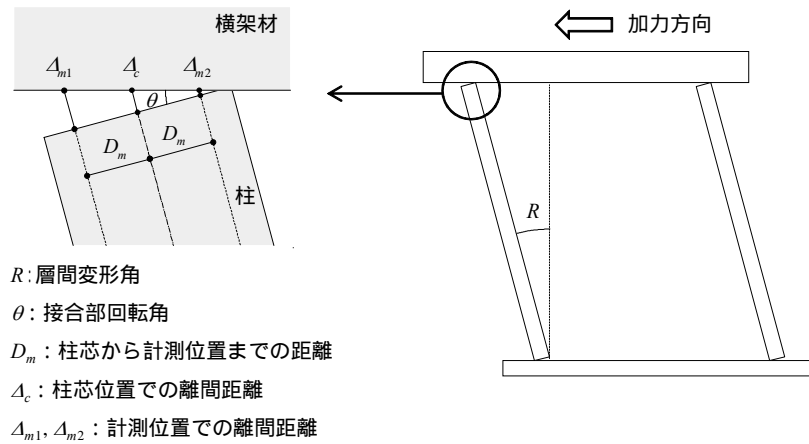


図 5.1 接合部変形の概要

5.2.2 センサーの概要

提案する低コストセンサーは住民自らが製作し建物に設置することを想定しており、センサーに用いる材料は容易に入手可能なものを使用する。本実験では、釣り糸として使われるフロロカーボン、釘、針金、手芸用ビーズを用いて製作している。センサーの製作手順は以下の通りである。

[1]横架材に固定する部分はフロロカーボンを釘に結び付ける。ガイド部分は針金を用いてフロロカーボンと釘を結び、フロロカーボンが上下方向に動くことを確認する。ガイドとガイドの間には目盛となるビーズを挟み、動かないように接着剤でフロロカーボンに固定する(図5.2)。

[2][1]の手順で製作したセンサーを接合部に取り付ける。固定部分は横架材に釘を打ち付け、フロロカーボンが動かないことを確認する。ガイド部分はフロロカーボンが上方向に動くが、元には戻らない程度に独立柱に釘を打ち付ける。

[3]フロロカーボンがたわんでいないことを確認し、ビーズの位置に印を付けて目盛の初期位置がわかるようにする。

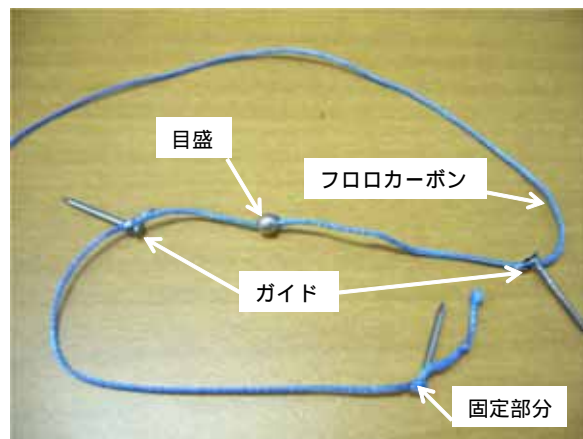


図 5.2 センサーの製作方法

1本のセンサーの動作と計測方法は以下の通りである（図5.3）。

[初期状態]独立柱と横架材の接合部にセンサーが設置され、二つのガイドの間にある目盛（ビーズ）は初期位置にある。

[変形状態]接合部に変形が生じると、柱と横架材の最大距離 δ_{max} だけフロロカーボンが移動する。

[除荷状態]ガイドを通ったフロロカーボンが元には戻らないため、初期状態に戻った時に δ_{max} 分だけフロロカーボンがたわむ。さしがねなどを用いて0.1mmの精度まで目盛の移動量を読み取り、最大接合部変形時の最大離間距離 δ_{max} を推定する。

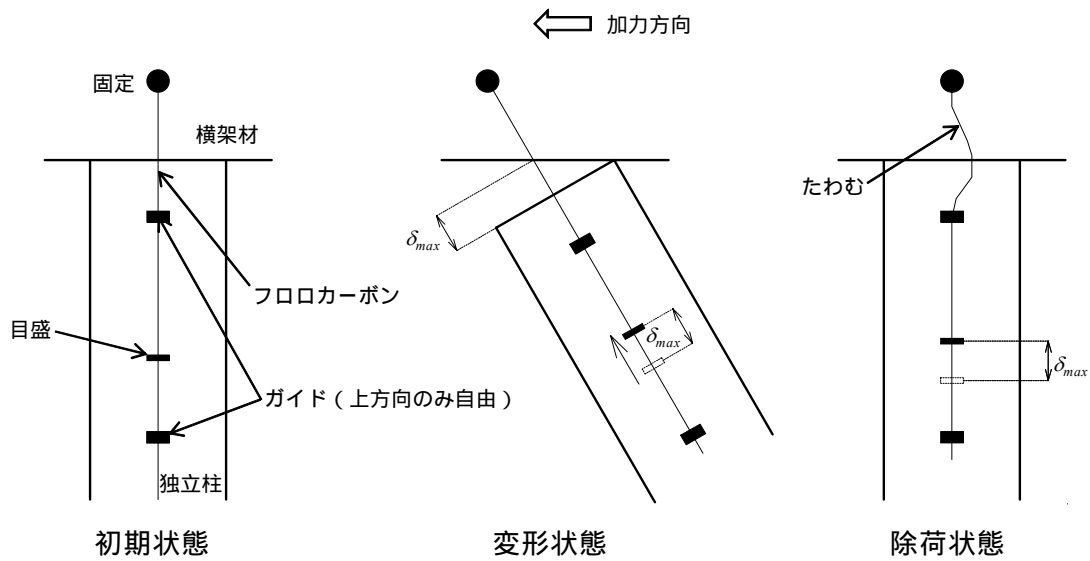


図5.3 センサー1本の動作概要

センサーは図 5.4(a)に示すように、柱と横架材の接合部の柱芯位置および柱芯から左右に等しい距離 D_m の位置に取り付け、各センサーの値を正側の加力方向から順に $\delta_1, \delta_2, \delta_3$ と呼ぶ。地震前に本センサーを木造建物の独立柱と横架材の接合部に設置すれば、地震後に次式を用いてセンサーの値から接合部の最大接合部回転角 θ_{\max} を推定できると考えられる。

$$\theta_{\max} = \frac{\max(\delta_1, \delta_3) - \delta_2}{D_m} \quad (5.3)$$

さらに、後述する接合部変形から層間変形角を推定する方法の構築により、地震時の木造建物の最大層間変形角 R_{\max} を推定できると考えられる。

実験時の各柱と横架材の接合部における変位計の設置位置を図 5.4(b)に示す。柱芯から左右に等しい距離 D_m の位置に、柱の軸方向と平行となるように変位計を設置して柱の軸方向の変位を計測し、2つの変位計の計測値の差分から接合部の回転角を算出する。また、変位計とセンサーを同位置に設置してセンサーの精度検証を行う。柱芯位置での離間距離 Δ_c に関しては2つの変位計の平均値を用いて比較する。ここで本実験では $D_m = 35 \text{ mm}$ としている。なお、センサーの目盛は目視により 0.1 mm の精度まで読み取る。

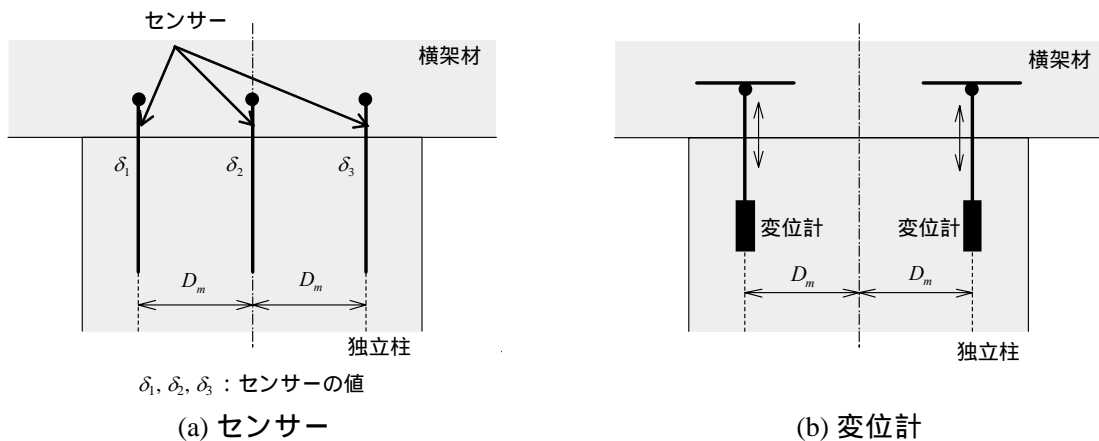


図 5.4 接合部のセンサーと変位計の設置位置

5.3 静的水平加力実験の概要

5.3.1 加力方法

木造軸組架構の静的水平加力実験で用いる加力フレームは第2章と同様のものを用いている。加力スケジュールは、試験体 F-1 ~ F-4, H-1 は正負交番3回繰返加力、試験体 H-2 ~ H-4 は正負交番2回繰返加力とする。ただし、アクチュエータのストロークの都合上、試験体頂部での変位と柱の内法高さ（2625 mm）から求まる層間変形角が $1/15$ rad 以上（試験体 H-2 ~ H-4 は $1/10$ rad 以上）の加力サイクルでは、正側水平変位のみを漸増させて繰返加力し、試験体の水平抵抗力 H が 0 kN になるまで加力を行う。なお、水平抵抗力 H はロードセルの値である。

5.3.2 試験体概要

試験体は表 5.1 および図 5.5 に示すように軸組試験体（4 体）、垂壁試験体（4 体）の2種類を対象とし、計 8 体とする。上載荷重、接合部仕様（山型プレートの有無、ほぞ形状）、柱寸法の影響（105 角、150 角）、垂壁の有無や垂壁の仕様（乾式パネル、石膏ボード）をパラメータとして実験を行い、各々が木造軸組架構の接合部変形に及ぼす影響について検討する。

試験体は柱、土台、桁、垂壁から構成されており、1 間試験体は 1820×2798 mm、2 間試験体は 3640×2798 mm を基本寸法とする。材種は柱と土台には杉、桁には米松を用いる。試験体 F-1 ~ F-4, H-1, H-3, H-4 の部材の基本寸法は柱および土台を 105×105 mm、桁を 105×240 mm とし、試験体 H-2 の寸法は柱および土台を 150×150 mm、桁を 150×240 mm としている。柱と桁および土台の接合部については図 5.6, 5.7 に示すように、試験体 F-1, F-2, H-1 ~ H-4 では短ほぞ（ほぞ寸法： $30 \times 84 \times 52.5$ mm）に加えて両面山型プレートで止める仕様とし、試験体 F-3 では短ほぞのみ、試験体 F-4 では長ほぞ（ほぞ寸法： $30 \times 84 \times 100$ mm）としている。垂壁試験体の垂壁は試験体上部 910 mm に取り付けられている。垂壁の仕様は、乾式パネルでは 26 mm 厚のパネルを片面貼りの受け材仕様で施工している^{5.1)}。石膏ボードでは 9.5 mm 厚のボードを両面貼りとし、横置日型の 900 mm 間隔、ボードビスの間隔は 150 mm で施工している^{5.2)}。なお、柱の名称については第2章と同様に、加力方向の正側を前柱、負側を後柱と呼び、試験体 H-4 に関しては独立柱側が正側となるように設置し、正側から順に前柱、中柱、後柱と呼ぶ。

上載荷重は、試験体の柱脚部に浮き上がりが生じないよう各試験体の最大耐力を想定して決定し、表 5.1 に示す^{5.3), 5.4)}。

5.3.3 計測方法

計測方法は図 5.8 に示すように、試験体の層間変形角、柱と横架材の接合部回転角を計測できるように変位計を設置し、部材の応力状態を確認できるように歪みゲージを貼付している。試験体の損傷は目視により観察する。

5.3.4 材料特性

試験体に用いた木材は水平加力実験終了後に曲げ試験^{5.5)}を実施している(H-2を除く)。以下では、柱材のヤング係数は曲げ試験結果を用いて分析するが、曲げ試験を実施できなかった柱材(杉)については、木質構造設計規準^{5.6)}に従ってヤング係数 7.0 kN/mm^2 として分析する。各試験体で用いたヤング係数(前後柱の平均値)を表 5.1 に示す。

表 5.1 試験体一覧

(a) 試験体の仕様

種類	試験体名	接合部仕様	耐震要素	ヤング係数 [kN/mm ²]	上載重量 [kN]	備考
軸組	F-1	短ほぞ(山型プレート留め)		7.7	9.3	
	F-2	短ほぞ(山型プレート留め)		7.3	4.5	
	F-3	短ほぞ		8.4	9.3	
	F-4	長ほぞ		7.0	16.5	
垂壁	H-1	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	6.7	23.7	
	H-2	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	7.0*	23.7	柱150角
	H-3	短ほぞ(山型プレート留め)	石膏ボード(9.5mm)両面	5.6	23.7	
	H-4	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	4.3	27.0	2間試験体

* 柱の曲げ試験を実施できておらず、木質構造設計規準^{5.6)}に基づいて 7.0 kN/mm^2 に設定

(b) 試験体の部材寸法

種類	試験体名	柱寸法[mm] (幅×成×高さ)	桁寸法[mm] (幅×成×高さ)	土台寸法[mm] (幅×成×高さ)	柱頭ほぞ寸法[mm] (幅×成×高さ)	柱脚ほぞ寸法[mm] (幅×成×高さ)
軸組	F-1	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	F-2	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	F-3	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	F-4	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×100	30×84×100
垂壁	H-1	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	H-2	150×150×2625	150×240×2520	150×150×2420	36×120×52.5	36×120×52.5
	H-3	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	30×84×52.5	30×84×52.5
	H-4	105×105×2625	105×240×4340	105×105×4240	30×84×52.5	30×84×52.5

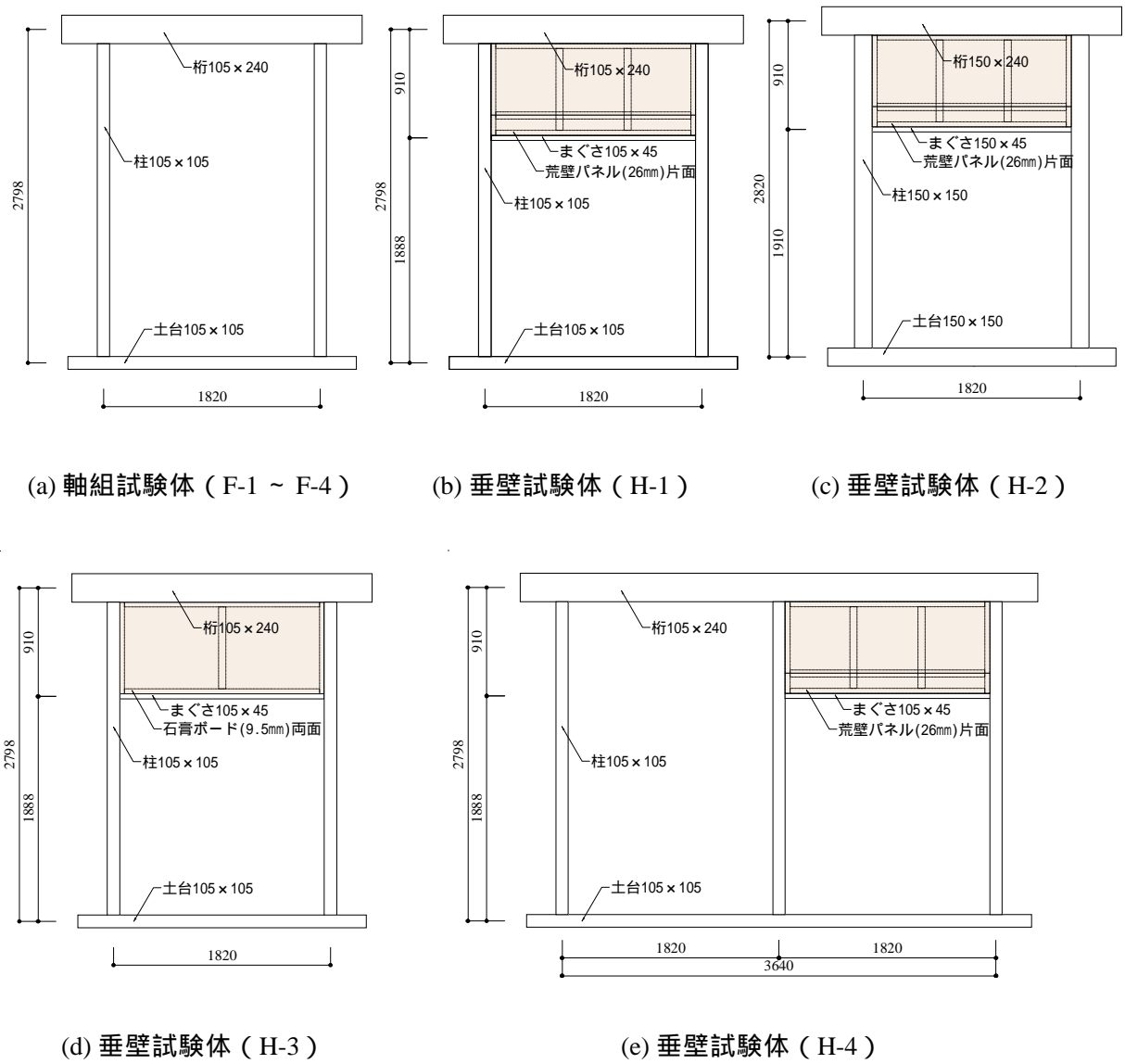
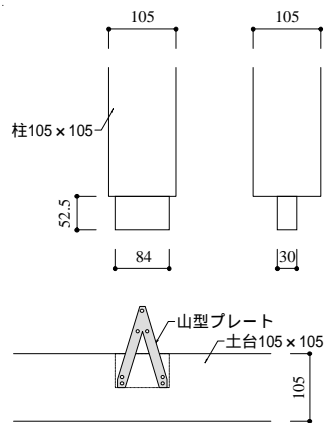
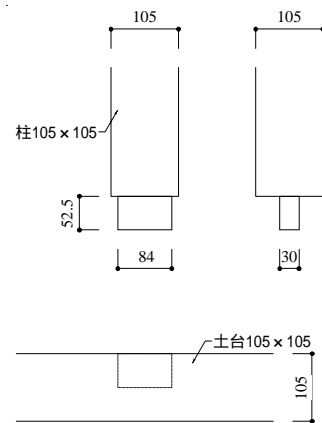


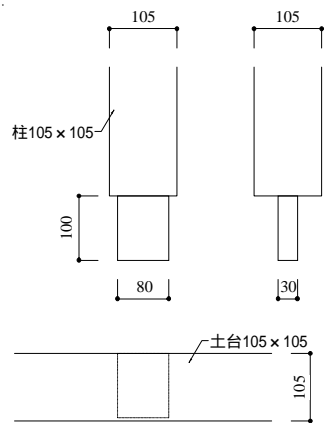
図 5.5 試験体立面図



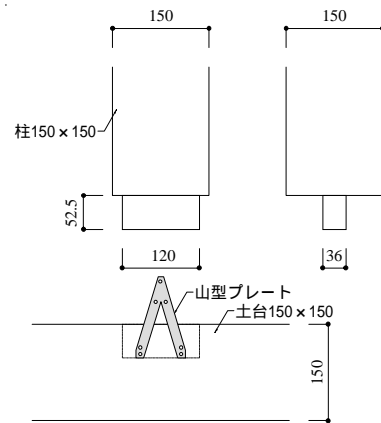
(a) 短ほぞ + 山型プレート



(b) 短ほぞ

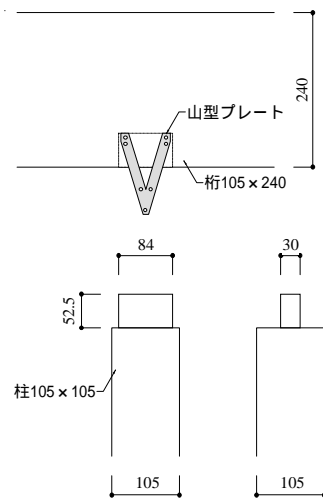


(c) 長ほぞ

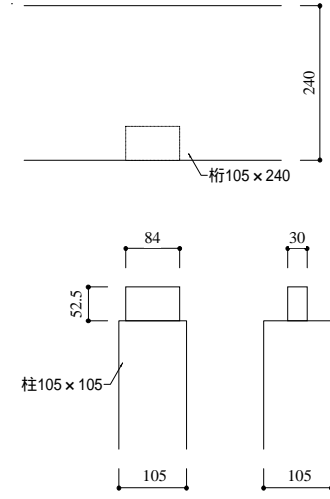


(d) 短ほぞ + 山型プレート

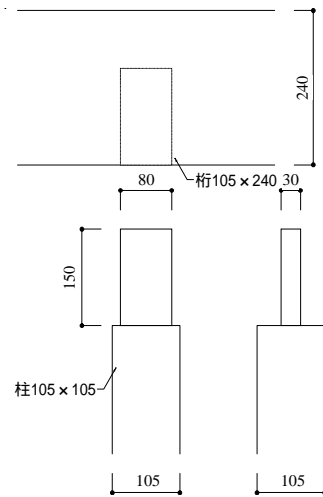
図 5.6 柱脚接合部詳細図



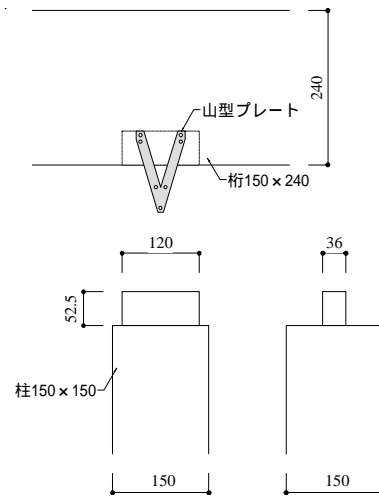
(a) 短ほぞ + 山型プレート



(b) 短ほぞ

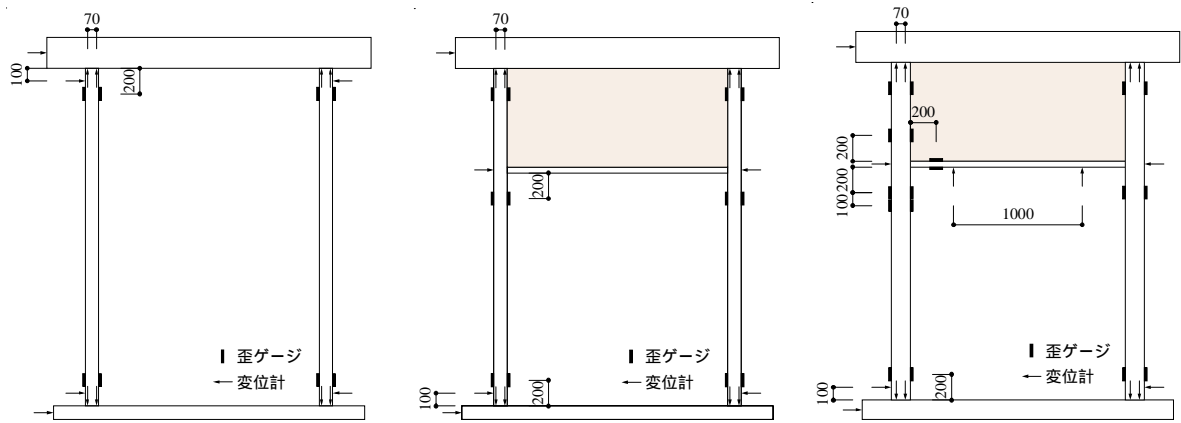


(c) 長ほぞ



(d) 短ほぞ + 山型プレート

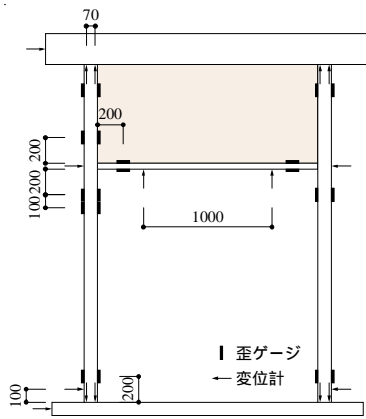
図 5.7 柱頭接合部詳細図



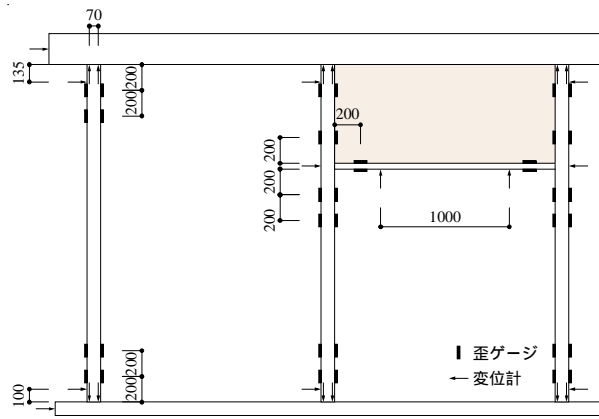
(a) 軸組試験体 (F-1 ~ F-4)

(b) 垂壁試験体 (H-1)

(c) 垂壁試験体 (H-2)



(d) 垂壁試験体 (H-3)



(e) 垂壁試験体 (H-4)

図 5.8 計測位置

5.4 接合部変形に影響を及ぼす要因

本節では、垂壁の有無や損傷状況、垂壁仕様や柱寸法、上載荷重、接合部仕様の各要因が木造軸組架構の接合部変形に及ぼす影響について分析する。

5.4.1 垂壁の有無と損傷状況

本節では、垂壁の有無や損傷状況が木造軸組架構の接合部変形に及ぼす影響について分析する。本実験では、正方向載荷と負方向載荷で結果に大きな差異が認められなかったため、以下では正方向載荷時の結果のみを用いて分析している。軸組試験体（試験体 F-1）および垂壁試験体（試験体 H-1）の実験結果より、各接合部における層間変形角 R とそれに対する接合部回転角 θ の比 θ/R の関係を図 5.9 に、層間変形角 R と水平抵抗力 H の関係および試験体に生じた損傷を図 5.10 に、損傷の一例を図 5.11 に示す。

軸組試験体では、前柱・後柱や柱頭・柱脚などの接合部位置に関係なく、 θ/R は 0.6 ~ 0.9 程度となる。層間変形角 R の増加に従い θ/R も増え、接合部回転角 θ は層間変形角 R に漸近する。試験体に生じた損傷と比較すると、層間変形角 R の増加に従い、山型プレートの釘の引き抜けや土台の割裂などの損傷が発生したが、 θ/R に大きな変化は見られない。

一方、垂壁試験体では、層間変形角 0.1rad までは前柱・後柱とも柱頭において θ/R が 0 ~ 0.3 程度、柱脚において θ/R が 1.0 ~ 1.3 程度となり、柱頭と柱脚で接合部回転角 θ が大きく異なる。これは垂壁によって柱頭での回転角が拘束され、柱脚部に曲げ変形が集中することに起因する。この傾向は前後柱の折損が生じる 0.1rad 付近まで見られるが、前後柱の折損と同時に鴨居が後柱から外れ、後柱の柱頭・柱脚の θ/R が急変する。

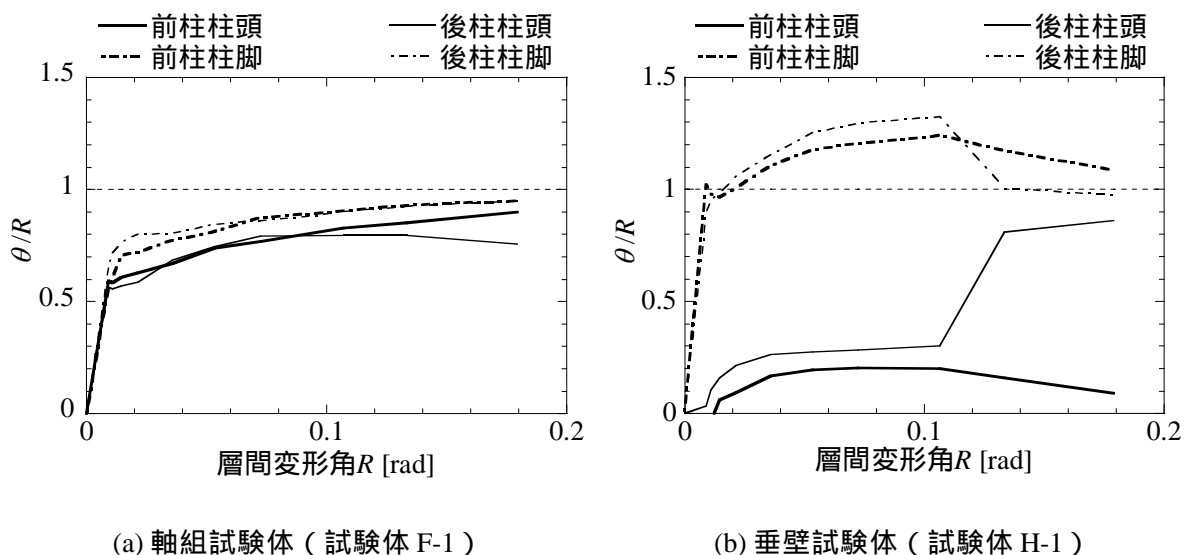
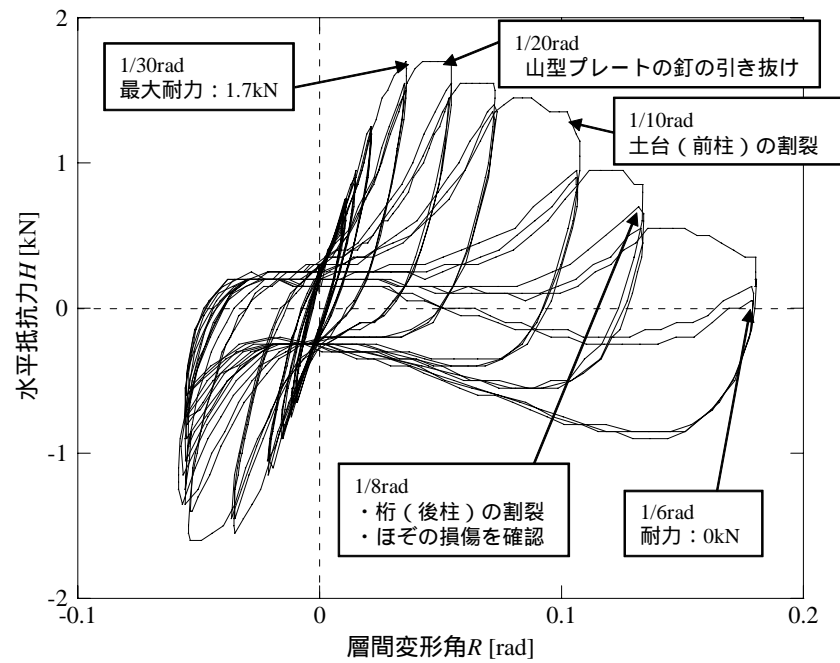
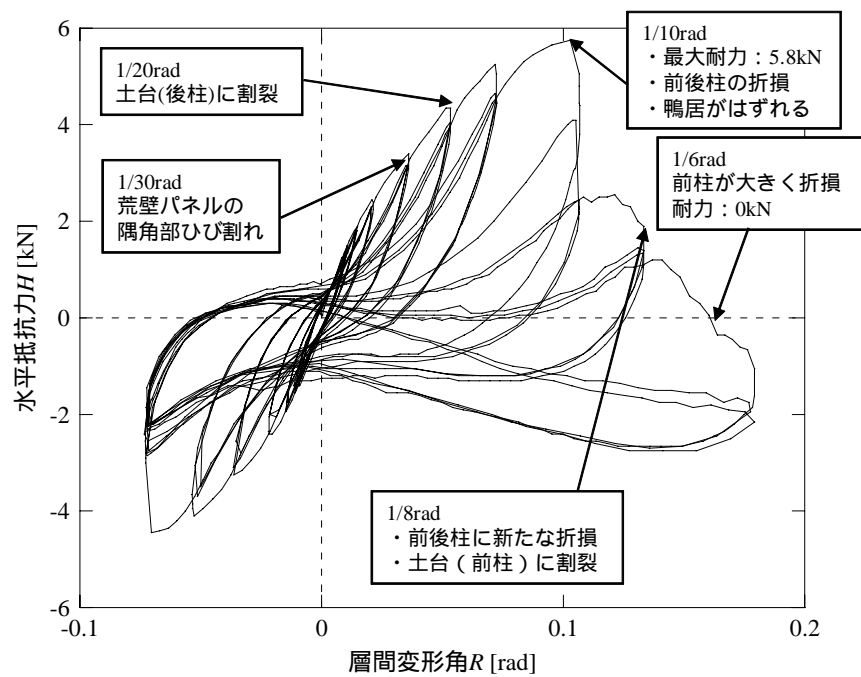


図 5.9 層間変形角と接合部回転角の関係

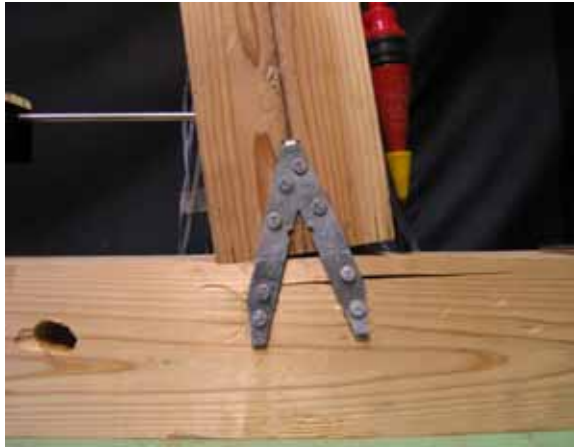


(a) 軸組試験体 (試験体 F-1)

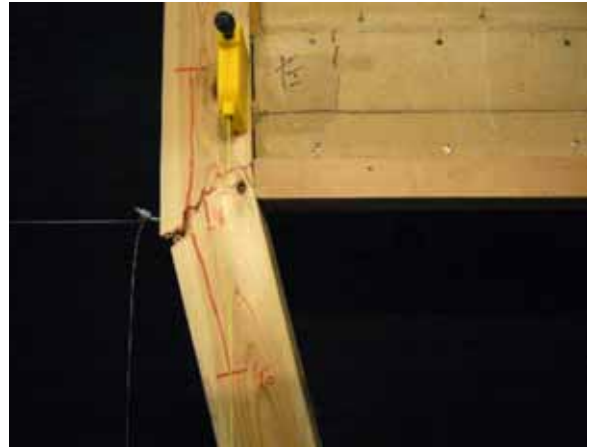


(b) 垂壁試験体 (試験体 H-1)

図 5.10 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷



(a) 軸組試験体（試験体 F-1）
土台（前柱）の割裂



(b) 垂壁試験体（試験体 H-1）
前柱の折損

図 5.11 試験体に生じた損傷の一例

5.4.2 垂壁仕様と柱寸法

本節では、垂壁仕様と柱寸法が木造軸組架構の接合部変形に及ぼす影響を分析する。乾式パネルに比べて垂壁強度が小さい試験体 H-3（石膏ボード・柱 105 角）と柱寸法が大きい試験体 H-2（乾式パネル・柱 150 角）の前柱柱頭における層間変形角 R と θ/R の関係について、試験体 H-1（乾式パネル・柱 105 角）との比較を図 5.12 に示す。

石膏ボードの試験体 H-3 では 0.02 rad で壁の崩壊が始まり、接合部の回転を拘束する力が弱くなるため θ/R が増大する。150 角の試験体 H-2 では柱の曲げ変形が小さく、乾式パネルが崩壊するにつれて θ/R が大きくなる。両試験体とも垂壁の崩壊とともに θ/R が 1 に近づく傾向にあり、垂壁付柱の θ/R は垂壁仕様や柱寸法によって変化することが伺える。

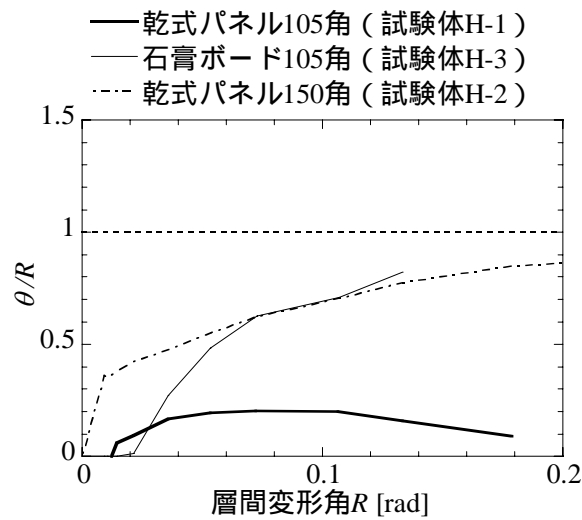


図 5.12 垂壁強度と柱寸法の影響（前柱柱頭）

5.4.3 上載荷重

本節では、上載荷重が木造軸組架構の接合部変形に及ぼす影響を分析する。柱1本あたりの軸力 N が 4.65kN の試験体 F-1、2.25kN の試験体 F-2、9.0kN の試験体 H-4 の前柱柱脚における層間変形角 R と θ/R および離間距離 Δ_c の関係を図 5.13 に示す。

θ/R には上載荷重の影響はほとんど見られないが、離間距離 Δ_c は上載荷重が増加するに従って小さくなる傾向が見られる。これは上載荷重が大きくなると柱の軸方向の変位が大きくなることが影響していると考えられる。

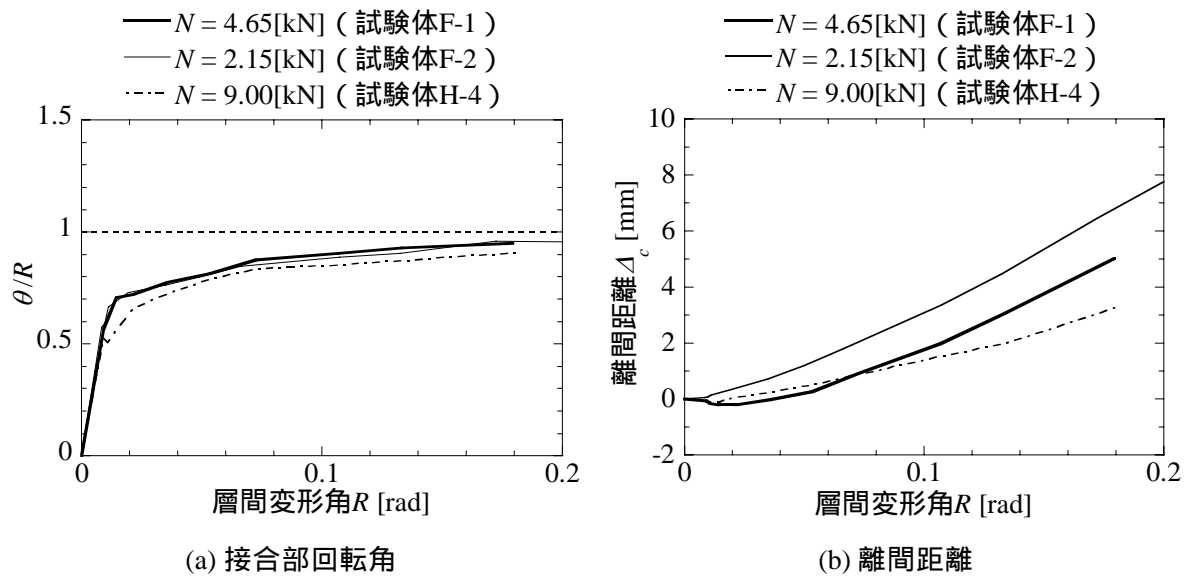
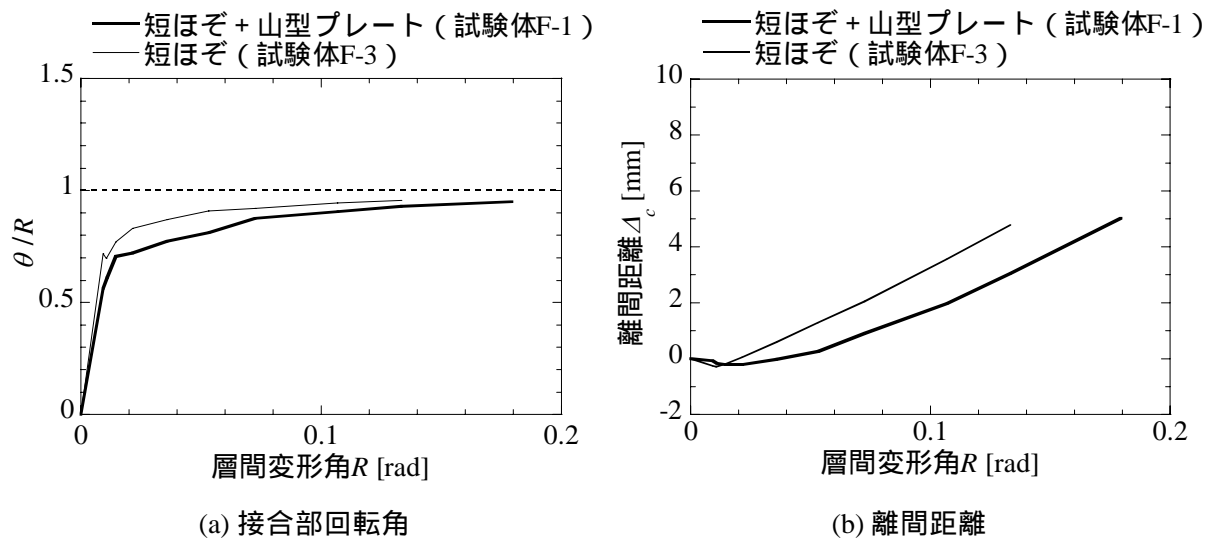


図 5.13 上載荷重の影響（前柱柱脚）

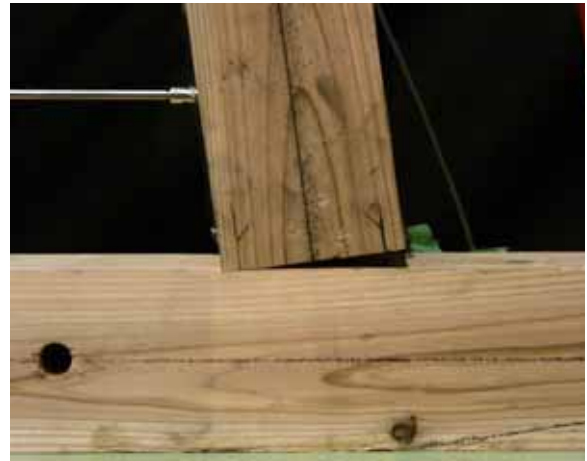
5.4.4 接合部仕様

本節では、接合部仕様が木造軸組架構の接合部変形に及ぼす影響を分析する。試験体 F-1（短ほぞ + 山型プレート）および試験体 F-3（短ほぞ）の前柱柱脚における層間変形角 R と θ/R および離間距離 Δ_c の関係を図 5.14(a), (b) に示す。

θ/R には接合部仕様の影響がほとんど見られないが、離間距離 Δ_c には接合部仕様の影響が見られ、山型プレートを付けた試験体の方が Δ_c が小さくなる傾向が見られる。これは図 5.14(c) に示すように山型プレートにより柱と横架材が引き寄せられることが原因と考えられる。



山型プレートあり



山型プレートなし

(c) 接合部の変形状態

図 5.14 接合部仕様の影響（前柱柱脚）

5.4.5 接合部変形に影響を及ぼす要因のまとめ

5.4.1 ~ 5.4.4 節までの分析結果より、木造軸組架構の接合部変形に影響を及ぼす要因についてまとめる。垂壁付試験体の場合、軸組試験体と比較して θ/R が柱頭では小さく柱脚では大きくなり、また、試験体の損傷状況や垂壁の仕様・柱寸法の違いも θ/R が変化する要因となる。一方、軸組試験体の場合、上載荷重、試験体の損傷状況などによる影響は少なく、接合部回転角 θ と層間変形角 R の対応は良好であると言える。また、接合部における離間距離 Δ_c は上載荷重の影響を受けるのに対し、接合部回転角 θ は上載荷重の影響を受けにくい。以上より、木造軸組架構の接合部変形から層間変形角 R を推定するには、独立柱の接合部回転角 θ を計測することが適していると考えられる。

5.5 接合部変形による層間変形角の推定法の構築

次に、独立柱と横架材の接合部を対象として接合部回転角 θ から層間変形角 R を推定する方法を構築する。

5.5.1 接合部回転角と層間変形角の関係

軸組試験体に作用する力を図 5.15 に示す。水平荷重 H 、層間変形角 R の時の各独立柱の材端曲げモーメントを $M_1 \sim M_4$ 、各接合部の回転角を $\theta_1 \sim \theta_4$ とする。 $M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = M$, $\theta_1 = \theta_2 = \theta_3 = \theta_4 = \theta$ のとき、たわみ角法により接合部回転角 θ と層間変形角 R の関係は次式で表せる。

$$R = \theta + \frac{Ml}{6EI} \quad (5.4)$$

ここで、モーメントを M 、柱のヤング係数を E 、断面二次モーメントを I 、柱の長さを l とする。式(5.4)においてモーメント M は接合部回転角 θ の関数として表され、 M - θ 関係が求めれば接合部回転角 θ から層間変形角 R が求まる。

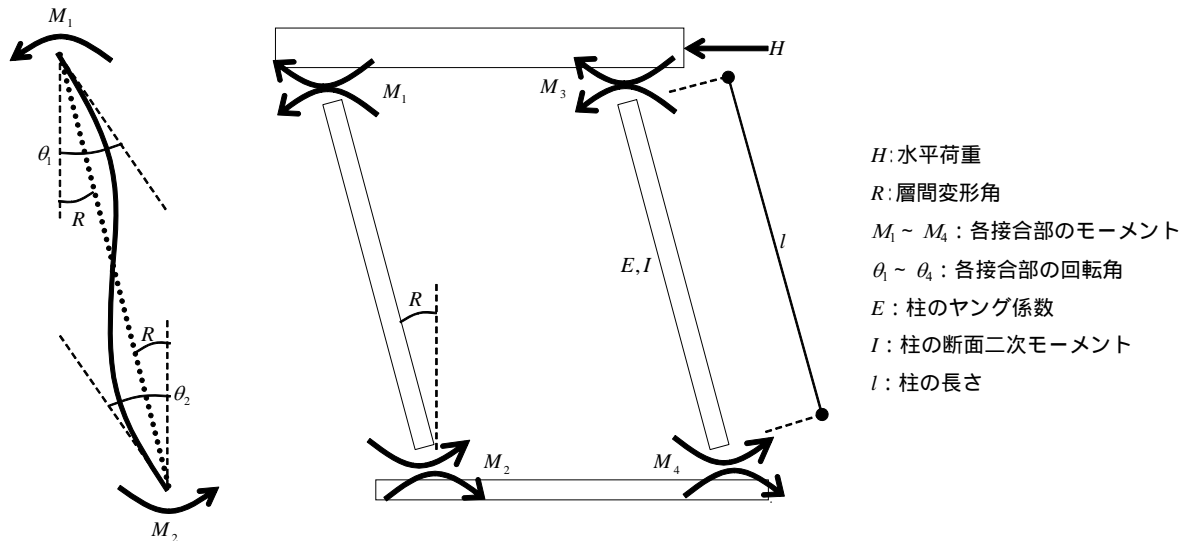


図 5.15 軸組試験体に作用する力

5.5.2 接合部回転角とモーメントの関係

接合部の $M-\theta$ 関係を推定するため、接合部の終局状態における曲げ耐力の算定を行う。接合部の曲げ耐力要素として、図 5.16 に示すように柱のほぞと横架材のめり込みおよび摩擦、柱と横架材のめり込み、山型プレートの釘のせん断耐力を考える。

柱のほぞと横架材に作用する力を図 5.16(a) に示す。終局状態におけるほぞの応力状態が高さ方向に均等分布であると仮定する^{(5.7), (5.8)}と、柱のほぞと横架材による曲げ耐力 M_A は次式で表せる。

$$M_A = \frac{N_1 y_1 + N_2 y_2}{2} + (\mu_1 N_1 + \mu_2 N_2) \frac{x}{2} \quad (5.5)$$

$$N_1 = b y_1 \sigma_w, N_2 = b y_2 \sigma_w, y_1 + y_2 = y$$

ここで、ほぞのめり込み強度を σ_w 、ほぞ端部から反曲点位置までの高さを y_1, y_2 、ほぞの全せいを y 、ほぞの短辺幅を b 、ほぞの長辺幅を x 、ほぞと土台の摩擦係数を μ_1, μ_2 とする。ほぞのめり込み強度 σ_w は杉のめり込み基準強度の 2 倍の値 ($\sigma_w = 12.0 \text{ N/mm}^2$)^(5.7)を用い、反曲点位置はほぞの中央位置 ($y_1 = y_2 = y/2$) にあるものとする。また、摩擦係数は $\mu_1 = \mu_2 = 0.5$ とする^(5.9)。以上より $M_A = b y (x+y) \sigma_w / 4$ と求まる。

柱と横架材に作用する力を図 5.16(b) に示す。終局状態では柱脚が浮き上がることから柱の端部に軸力が集中すると仮定すると、柱と横架材による曲げ耐力 M_B は次式で表せる^(5.10)。

$$M_B = \frac{NL}{2} \quad (5.6)$$

ここで、軸力を N 、柱の幅を L とする。2 本の柱に均等に上載荷重 W が作用するものと仮定すると、 $N = W/2$ から $M_B = WL/4$ と求まる。

山型プレートに作用する力を図 5.16(c) に示す。山型プレートの釘のせん断耐力による曲げ耐力 M_C は次式で表せる^(5.6)。

$$M_C = \sum_s P_i r_i \quad (5.7)$$

ここで、木質構造設計規準^(5.18)から求めた釘一本あたりのせん断耐力を P_i 、柱と横架材の仕口から釘位置までの距離を r_i とする。

式(5.5)～(5.7)から算定した曲げ耐力を加算し、次式から接合部全体の曲げ耐力 M_{all} を求める。

$$M_{all} = M_A + M_B + M_C \quad (5.8)$$

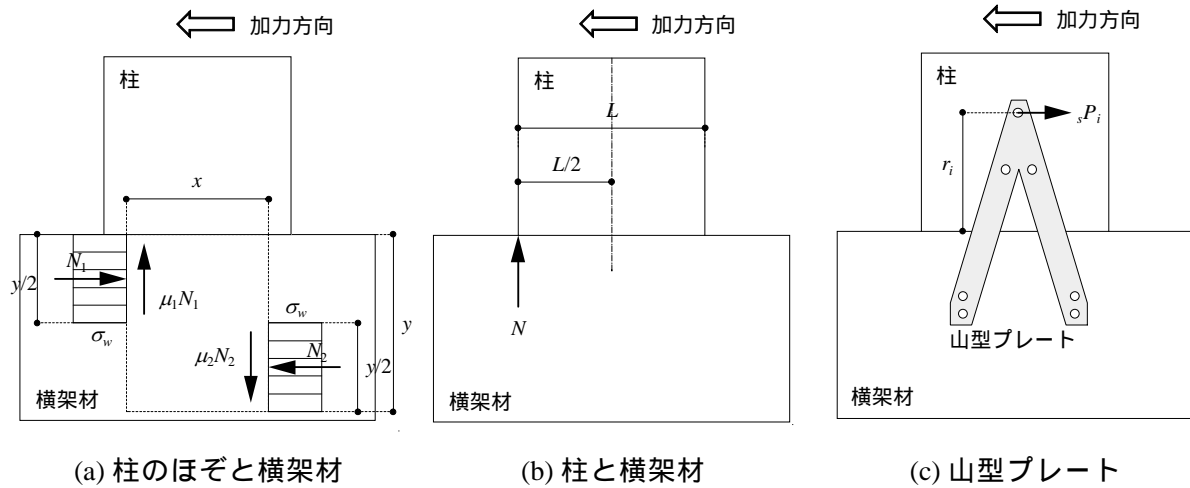


図 5.16 接合部に作用する力

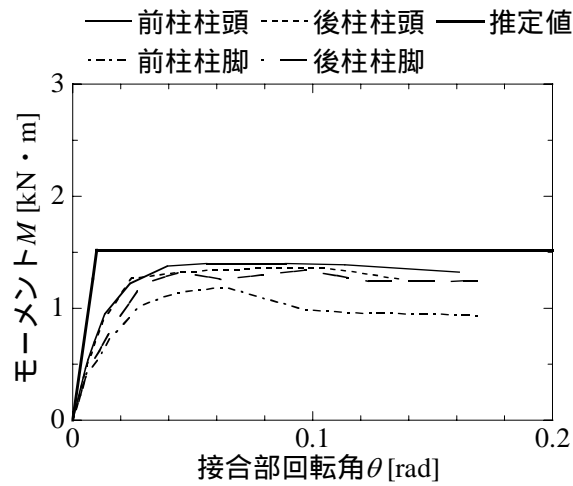
次に、接合部の $M-\theta$ 関係を完全弾塑性モデル化する。実験結果の包絡線に概ね対応するように降伏変形角 $\theta_y = 0.01 \text{ rad}$ 、終局モーメント $M_u = M_{all}$ としてバイリニア置換する。接合部仕様ごとに求めた M_A, M_B, M_C, M_{all} を表 5.2 に、求めた $M-\theta$ 関係を試験体 F-1, F-3, F-4 の実験結果と比較したものを図 5.17(a) ~ (c) に示す。実験値は接合部位置によりばらつきがあるが推定値は実験値に概ね近く、式(5.5) ~ (5.8)を用いれば $M-\theta$ 関係を推定可能であると考えられる。

5.5.3 接合部回転角による層間変形角の推定

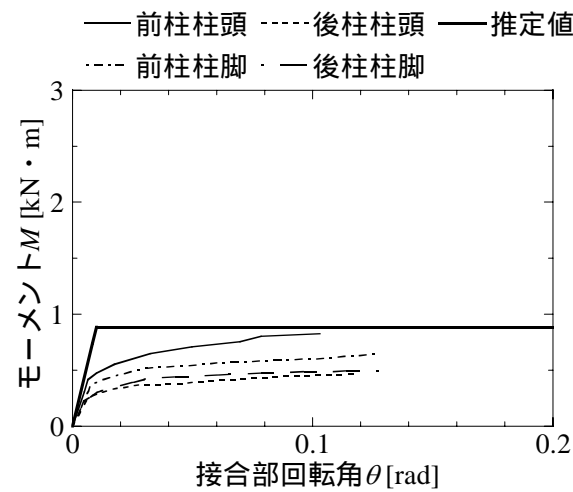
次に、式(5.4) ~ (5.8)を用いて接合部回転角 θ から層間変形角 R の推定を行い、接合部仕様ごとに試験体 F-1, F-3, F-4 の実験結果と共に図 5.18(a) ~ (c) に示す。概ね実験結果を推定できており、式(5.4) ~ (5.8)を用いれば独立柱の接合部回転角 θ から層間変形角 R を推定できると考えられる。

表 5.2 接合部の曲げ耐力一覧

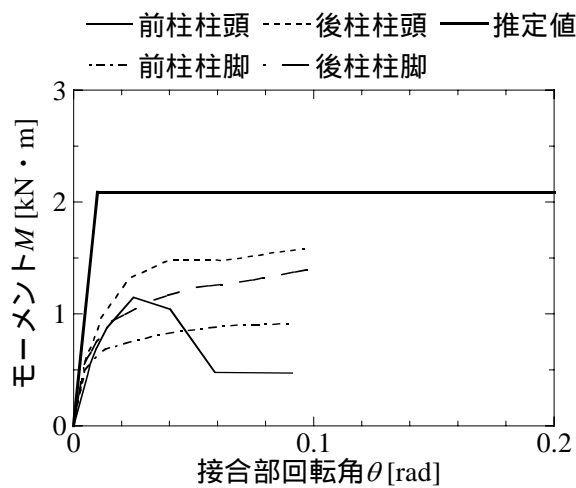
曲げ耐力 [kN・m]	接合部の仕様		
	短ほぞ+山型プレート	短ほぞ	長ほぞ
M_A	0.64	0.64	1.66
M_B	0.24	0.24	0.43
M_C	0.63	0.00	0.00
M_{all}	1.52	0.89	2.09



(a) 短ほぞ + 山型プレート (試験体 F-1)

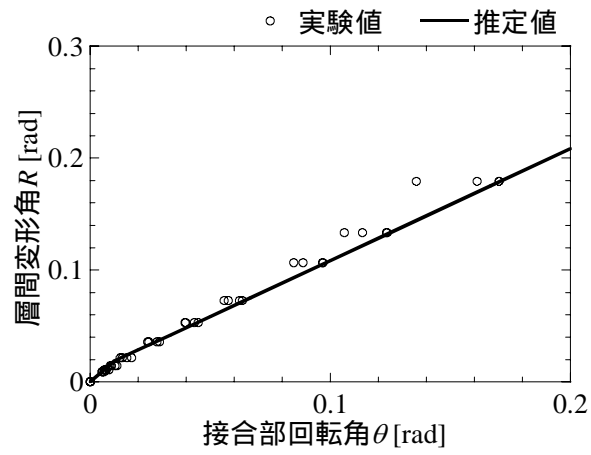


(b) 短ほぞ (試験体 F-3)

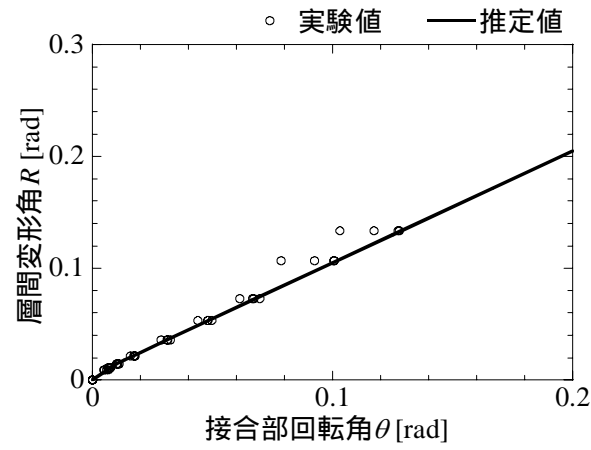


(c) 長ほぞ (試験体 F-4)

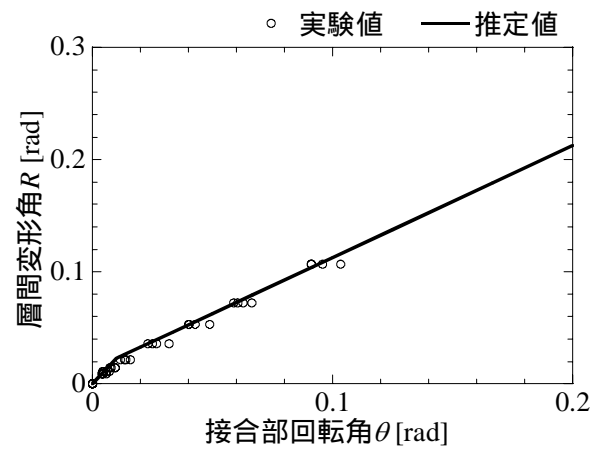
図 5.17 接合部回転角とモーメントの関係



(a) 短ほぞ + 山型プレート (試験体 F-1)



(b) 短ほぞ (試験体 F-3)



(c) 長ほぞ (試験体 F-4)

図 5.18 接合部回転角による層間変形角の推定

5.6 静的水平加力実験によるセンサーの精度検証

本節では、5.4節において独立柱の接合部回転角 θ を計測することが層間変形角 R を推定するのに適していると判断されたことを踏まえ、軸組試験体（試験体 F-1）の独立柱と横架材の接合部に設置したセンサーに着目し、最大離間距離、最大接合部回転角および最大層間変形角の推定精度の検証を行う。

5.6.1 最大離間距離の推定

各加力サイクルごとに読み取ったセンサーの値（ δ_1, δ_3 ）を縦軸に、変位計の最大値を横軸に取り、図 5.19 に示す。センサーの値は若干のばらつきはあるものの、変位計の値を概ね推定できている。ばらつきの原因としては初期状態におけるセンサーの遊びや、目視で確認することによる読み取り誤差などが考えられる。

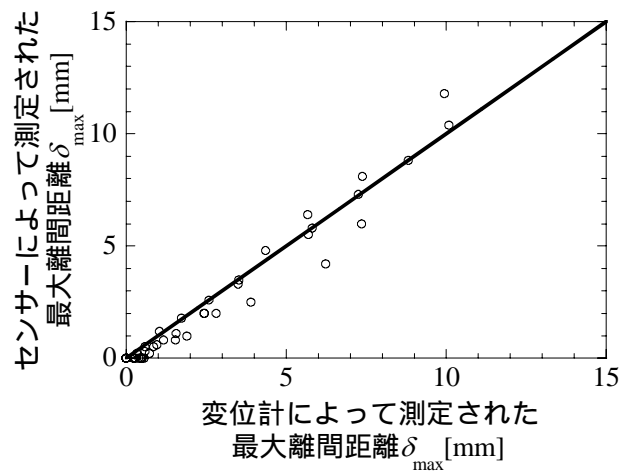


図 5.19 最大離間距離の推定

5.6.2 最大接合部回転角の推定

センサーの値から次式を用いて各加力サイクルにおける最大接合部回転角 θ_{\max} を推定する。

$$\theta_{\max} = \begin{cases} (\delta_1 - \delta_2) / D_m & (\text{正方向载荷時}) \\ (\delta_3 - \delta_2) / D_m & (\text{負方向载荷時}) \end{cases} \quad (5.9)$$

推定した各加力サイクルにおける最大接合部回転角 θ_{\max} と、変位計の値から算出した実験値の関係を図 5.20 に示す。最大接合部回転角 θ_{\max} を概ね推定できているが、推定可能な範囲は柱芯位置における値 δ_2 が読み取れ始める 0.02 rad 以上に限られる。

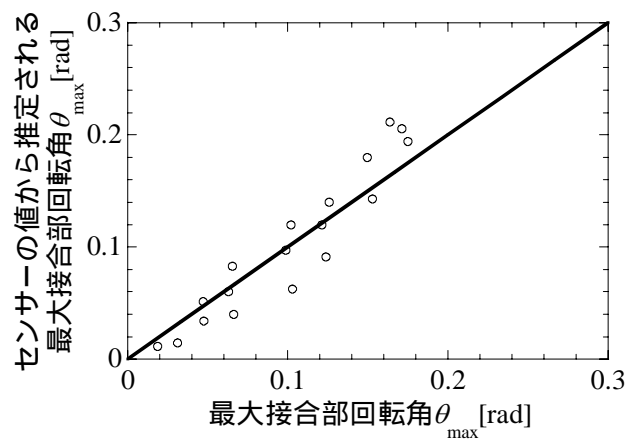


図 5.20 最大接合部回転角の推定

5.6.3 最大層間変形角の推定

本項では、センサーの値から木造軸組架構の最大層間変形角 R_{\max} を推定する。まず、式(5.9)にセンサーの値を代入して最大接合部回転角 θ_{\max} を求め、式(5.5)～(5.8)より接合部の $M-\theta$ 関係を求め、式(5.4)を用いて最大層間変形角 R_{\max} を推定する。各加力サイクルにおける推定最大層間変形角 R_{\max} と実験値の関係を図 5.21 に示す。これより 0.02 ～ 0.2 rad の最大層間変形角 R_{\max} を概ね推定できていることがわかる。

次に、静的水平加力実験結果を用いて最大離間距離 δ_{\max} から最大層間変形角 R_{\max} を推定する式を構築する。センサーによって測定された最大離間距離 δ_{\max} と実験結果における最大層間変形角 R_{\max} を比較して図 5.22 に示す。両者はほぼ比例関係にあることから、線形回帰曲線を求めると次式で表される。ここで相関係数 $R = 0.98$ である。

$$R_{\max} = 0.015\delta_{\max} + 0.028 \quad (5.10)$$

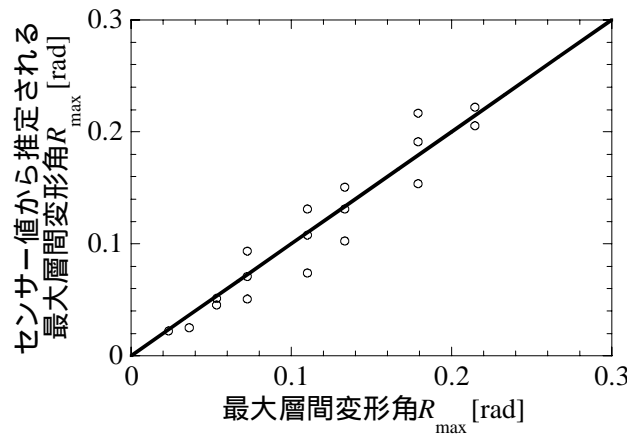


図 5.21 最大層間変形角の推定

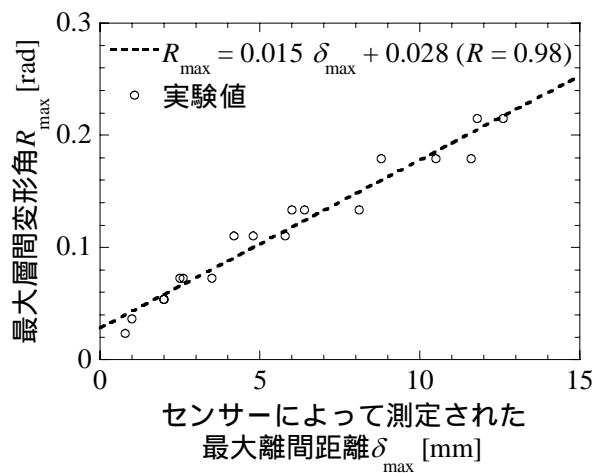


図 5.22 最大離間距離による最大層間変形角の推定

5.7 振動台実験によるセンサーの精度検証

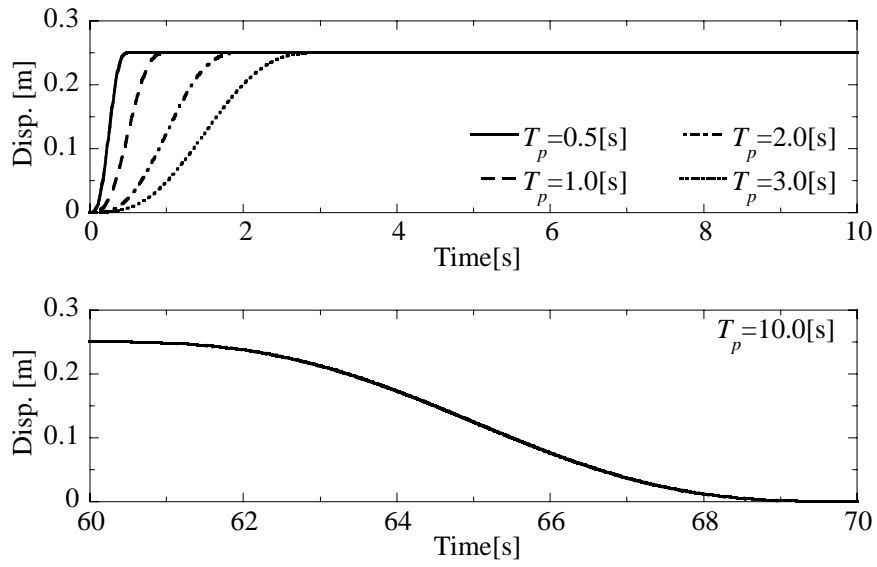
5.7.1 振動台実験の概要

振動台実験は第4章と同様に、京都大学防災研究所に設置されている電気・油圧サーボ式の強震応答実験装置を用いて行う。本実験における入力振動は振動台のX軸方向1方向のみとし、振動台の最大加速度を加振波の最大振幅に合わせてスケール変更を行うことにより制御する。加振には正弦波パルスおよびランダム位相の告示波を用い、表5.3に示す倍率で振幅を調整した波形を入力する。正弦波パルスの加振時間は60秒間とし、その後逆方向に $T_p = 10.0$ sの正弦波パルスを入力して振動台の変位を初期位置に戻している。告示波の加振時間は165秒間としている。加振波一覧を表5.3に、加振波の変位波形を図5.23に、加振波の加速度応答スペクトルを図5.24に、加振波の変位応答スペクトルを図5.25に示す。

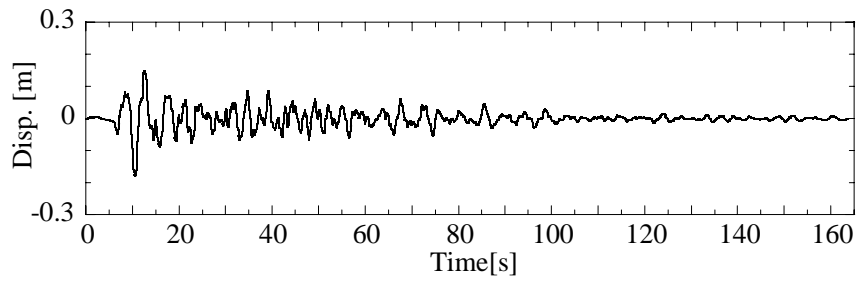
試験体の仕様は第4章と同様に図5.26に示すような単位軸組を2構面配置した立体木造軸組架構であり、センサーの精度検証には軸組試験体（FD-1, FD-2）のみを用いる。センサーは図5.26に示すように北側構面の柱と横架材（桁および土台）の接合部に設置している。設置方法は図5.27に示すように、柱芯位置および柱芯から左右に35 mmの位置に取り付けている。北側構面の桁位置に設置されたレーザー変位計およびワイヤー変位計の計測値と、北側構面の振動台上の架台に設置されたレーザー変位計の計測値を用いて応答変位を算出し、センサーの精度検証を行う。各加振波に対する軸組試験体の応答変位波形を図5.28～図5.33に示す。

表 5.3 加振波一覧

番号	入力波	T_p [s]	倍率	D_0 [cm]	V_p [cm/s]	P_0 [cm/s ²]
1	正弦波パルス1波	3.0	100%	25	17	17
2		2.0	100%	25	25	39
3		1.0	100%	25	50	157
4		0.5	80%	20	80	503
5		0.5	80%	20	80	503
6		1.0	100%	25	50	157
7		2.0	100%	25	25	39
8	告示波	-	20%	4	-	65
9		-	50%	9	-	162
10		-	70%	13	-	227
11		-	100%	18	-	324



(a) 正弦波パルス



(b) 告示波

図 5.23 加振波の変位波形

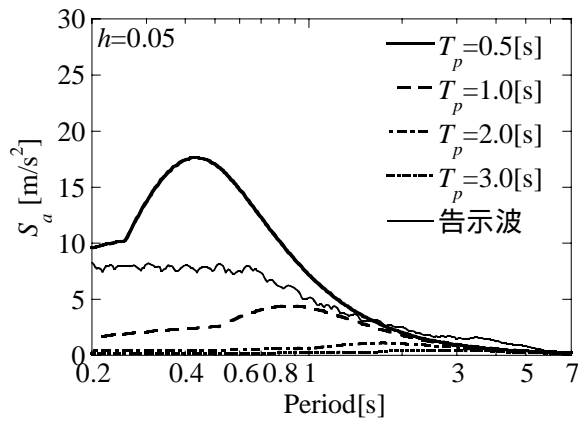


図 5.24 加振波の加速度応答スペクトル

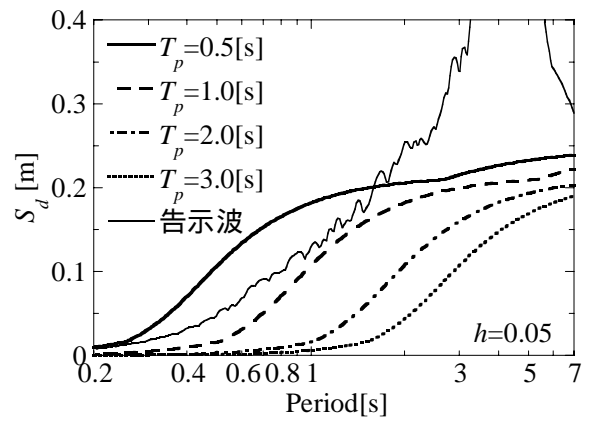


図 5.25 加振波の変位応答スペクトル

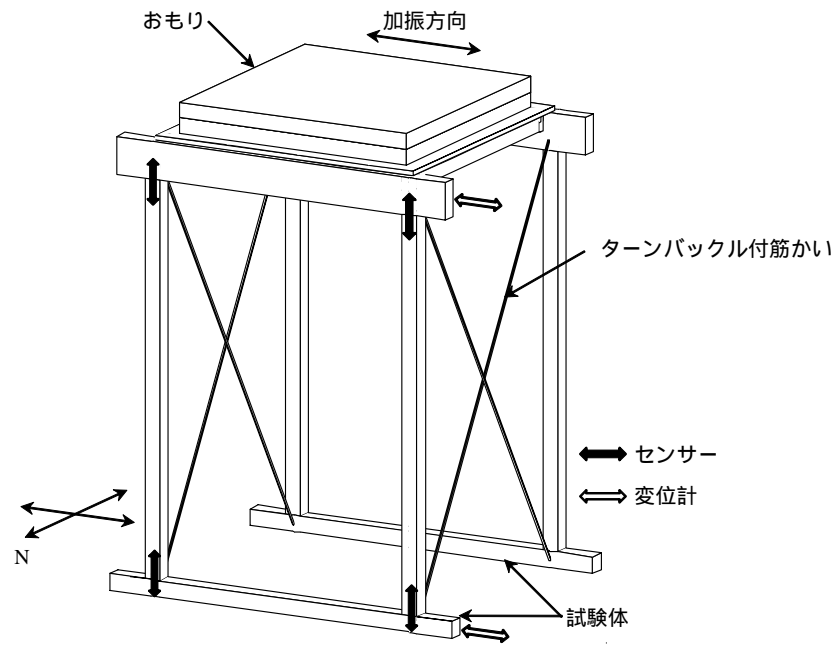


図 5.26 試験体の構成と分析に用いた計測位置

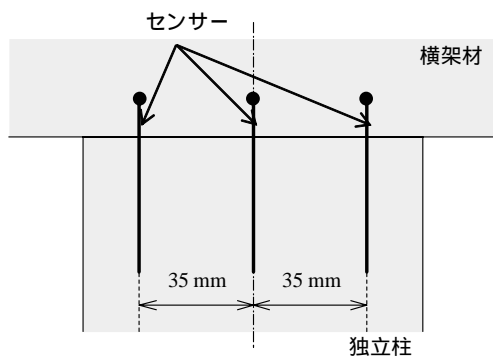
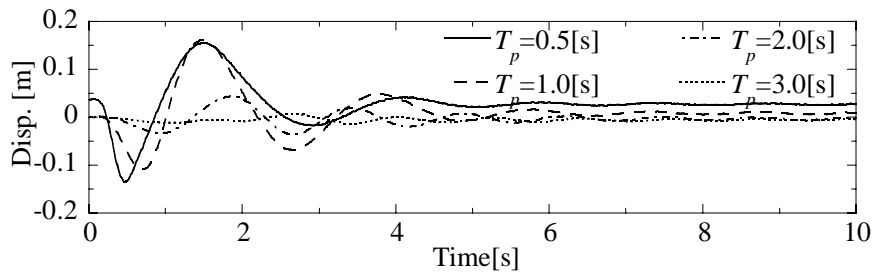
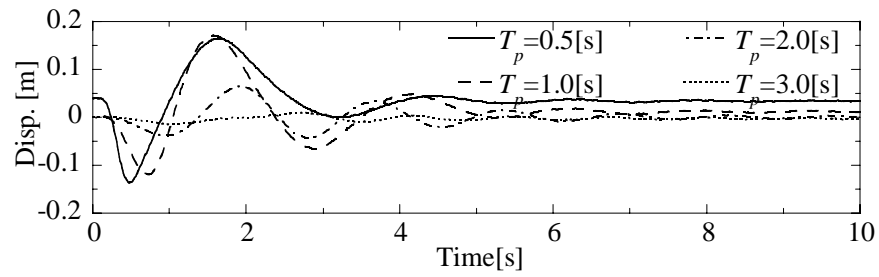


図 5.27 センサーの設置位置

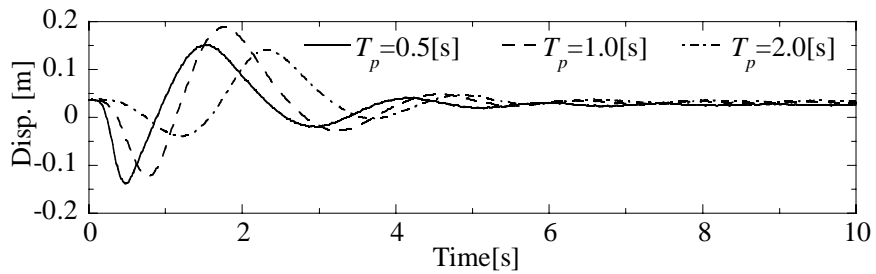


(a) 軸組試験体 (FD-1)

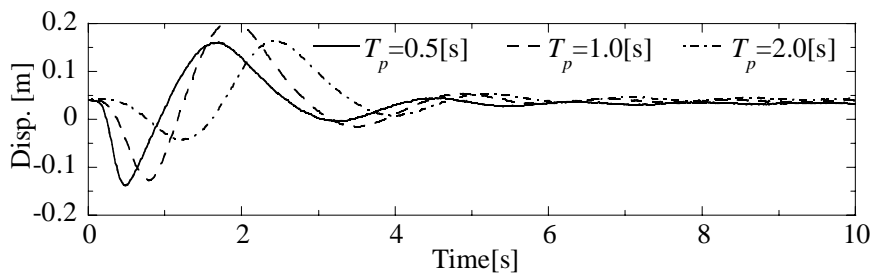


(b) 軸組試験体 (FD-2)

図 5.28 正弦波パルス (No.1 ~ 4) に対する応答変位波形

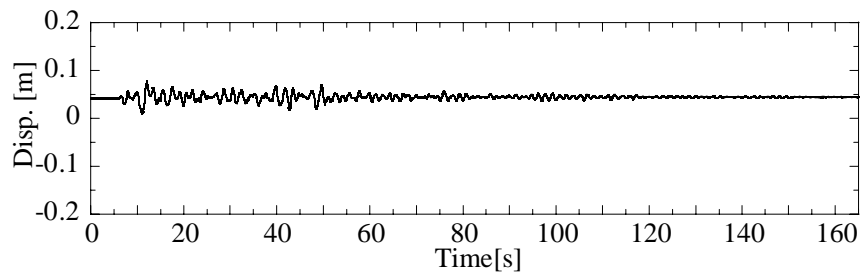


(a) 軸組試験体 (FD-1)

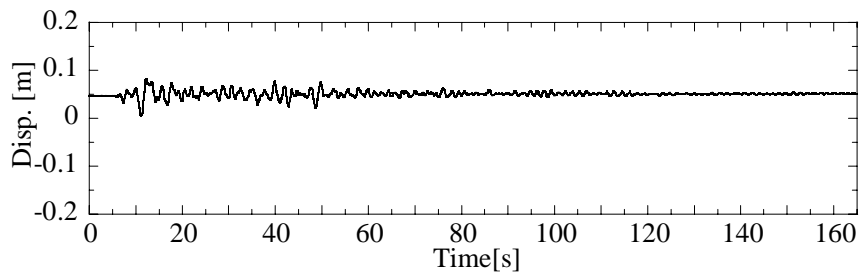


(b) 軸組試験体 (FD-2)

図 5.29 正弦波パルス (No.5 ~ 7) に対する応答変位波形

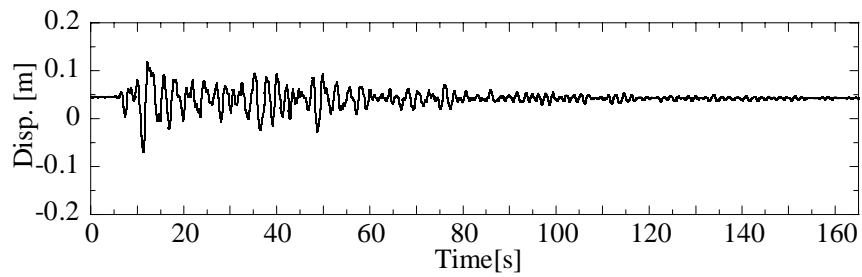


(a) 軸組試験体 (FD-1)

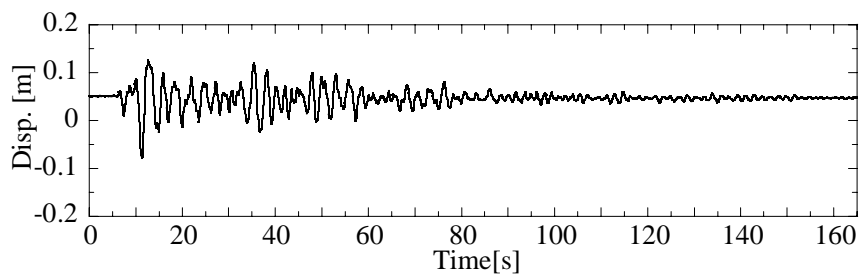


(b) 軸組試験体 (FD-2)

図 5.30 告示波 (No.8) に対する応答変位波形

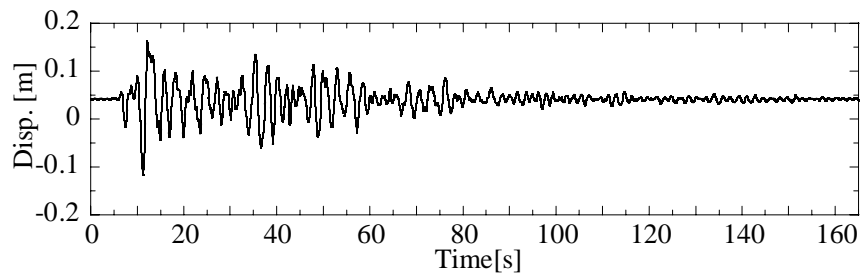


(a) 軸組試験体 (FD-1)

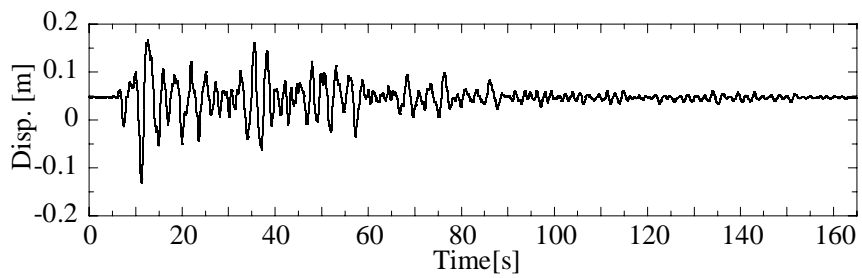


(b) 軸組試験体 (FD-2)

図 5.31 告示波 (No.9) に対する応答変位波形

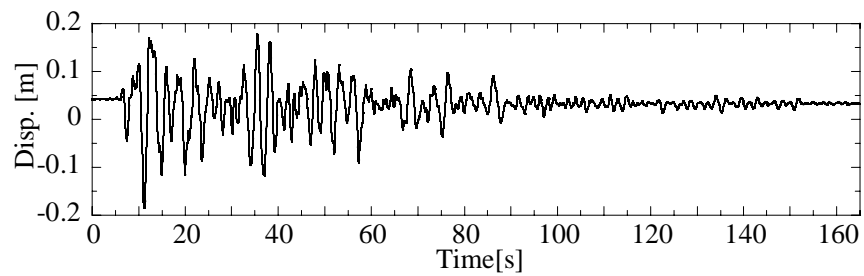


(a) 軸組試験体 (FD-1)

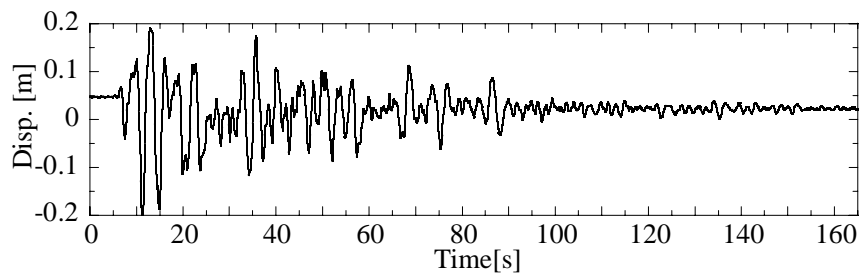


(b) 軸組試験体 (FD-2)

図 5.32 告示波 (No.10) に対する応答変位波形



(a) 軸組試験体 (FD-1)



(b) 軸組試験体 (FD-2)

図 5.33 告示波 (No.11) に対する応答変位波形

5.7.2 最大応答変形角の推定

本項では、センサーの値から試験体の最大応答変形角 R_{\max} を推定し、実験結果との比較からセンサーの精度検証を行う。5.6.3 項と同様に、式(5.9)にセンサーの値を代入して最大接合部回転角 θ_{\max} を求め、式(5.5)～(5.8)より接合部の $M-\theta$ 関係を求め、式(5.4)を用いて最大応答変形角 R_{\max} を推定する。各加振波に対する推定最大応答変形角 R_{\max} と実験値の関係を図 5.34 に示す。これより 0.04 ～ 0.08 rad の最大応答変形角 R_{\max} を概ね推定できていることがわかる。

次に、各加振波に対するセンサーの値（最大離間距離 δ_{\max} ）と実験値の最大応答変形角 R_{\max} を比較して式(5.10)とともに図 5.35 に示す。これより δ_{\max} が 1 mm 以上の範囲で式(5.10)により最大応答変形角 R_{\max} を概ね推定できていることがわかる。ただし、式(5.10)は柱頭柱脚接合部の仕様と上載荷重が本実験と同仕様の場合にのみ適用可能であり、接合部仕様や上載重量が異なる場合は別の推定式を構築する必要がある。

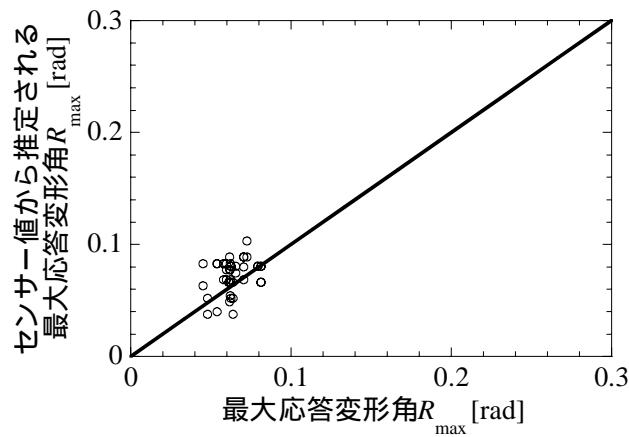


図 5.34 最大応答変形角の推定

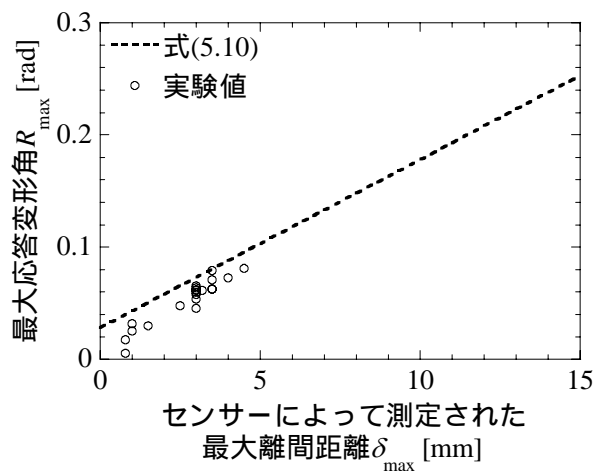


図 5.35 最大離間距離による最大応答変形角の推定

5.8 木造建物の残存耐震性能評価

本節では、提案センサーにより推定される最大層間変形角に基づき、住民自らが地震後に被災木造建物の継続使用の可否や補修の必要性を即時判断できるような残存耐震性能評価の方法について述べる。

5.8.1 損傷と最大層間変形角の関係

本項では既往の実験結果^{5.11)～5.14)}および3章の結果をもとに、木造軸組架構の損傷と最大層間変形角の関係について述べる。これまでに行われた軸組試験体、全壁試験体、垂壁試験体、建具付垂壁試験体、差鴨居試験体の各シリーズの実験結果について、伝統構法木造建物における代表的な損傷を表5.4および図5.36に示す。表中には各試験体に発生した損傷を各部位の仕様ごとに分類し、その損傷が発生したときの試験体の最大層間変形角を示す。

軸組では垂壁試験体の鴨居との接合部において1/10 radで柱の折損が生じる。ただし、折損するのは柱径が105 mmの試験体のみであり、柱径が150 mmの試験体では大きな損傷は発生しない。柱と差鴨居の接合部では1/15 radで鼻栓の折損が生じたり、差鴨居の込栓周囲の柱に亀裂が生じる。土壁の垂壁では1/30 radでひび割れが生じる。土壁の全壁では1/75 radでひび割れが生じ、1/15 radで壁の剥落が生じる。下見板の全壁では1/30 radで下見板の釘の引き抜けが生じる。建具については3章でも述べたように、1/50 radで襖や障子の紙にしわが生じ、1/20 radで障子紙が破れ、1/15 radで襖が敷居から脱落する。舞良戸は1/15 radで縦棧の折損が生じ、1/10 radで敷居から脱落する。

表 5.4 損傷と最大層間変形角の一覧

部位	仕様	最大層間変形角[rad]					
		1/75	1/50	1/30	1/20	1/15	1/10
軸組							柱の折損 (柱径105mm)
接合部	差鴨居 (鼻栓)					鼻栓の折損	
	差鴨居 (込栓)					込栓周囲の柱に 亀裂	
垂壁	土壁			垂壁にひび割れ 発生			
全壁	土壁	壁にひび割れ 発生				壁の剥落	
	下見板			釘の引き抜け			
建具	襖		紙にしわが発生			敷居から脱落	
	障子		紙にしわが発生		紙が破れる		
	舞良戸					縦棧の折損	敷居から脱落



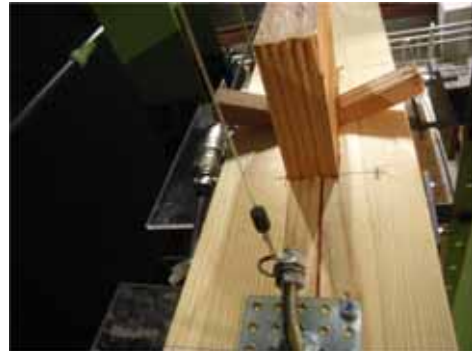
(a) 土壁のひび割れ (1/75 rad)



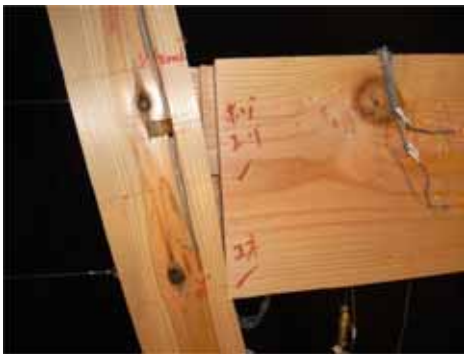
(b) 障子紙のしわ (1/50 rad)



(c) 下見板の釘の引き抜け (1/30 rad)



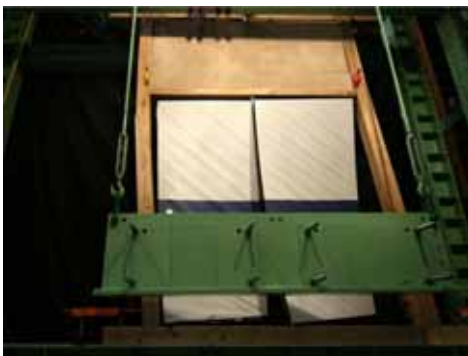
(d) 鼻栓の折損 (1/15 rad)



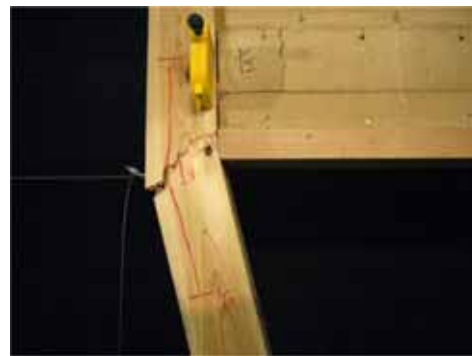
(e) 込栓周囲の柱の亀裂 (1/15 rad)



(f) 土壁の剥落 (1/15 rad)



(g) 襖の脱落 (1/15 rad)



(h) 柱の折損 (1/10 rad)

図 5.36 損傷一覧

5.8.2 木造建物の倒壊限界

本項では第2章の結果をもとに、木造建物の倒壊限界について述べる。木造軸組架構が水平抵抗力を喪失する層間変形角 $R_{H=0}$ と大変形領域（層間変形角 0.1 ~ 0.15 rad 程度）における負担可能な層せん断力 $C_{B,0.1-0.15}$ の関係を図 5.37 に示す。実験値から木造建物の倒壊限界を次式で表す。

$$R_{H=0} = \begin{cases} C_{B,0.1-0.15} & (0 < C_{B,0.1-0.15} \leq 0.2) \\ 0.2 & (0.2 < C_{B,0.1-0.15}) \end{cases} \quad (5.11)$$

式(5.11)より、大変形領域における耐力をある程度（層せん断力係数 0.2 程度）確保できれば、木造建物の倒壊限界は概ね 0.2rad 程度となる。一方、大変形領域における耐力が小さい建物は、概ね 0.1 ~ 0.2 rad で倒壊限界となることがわかる。

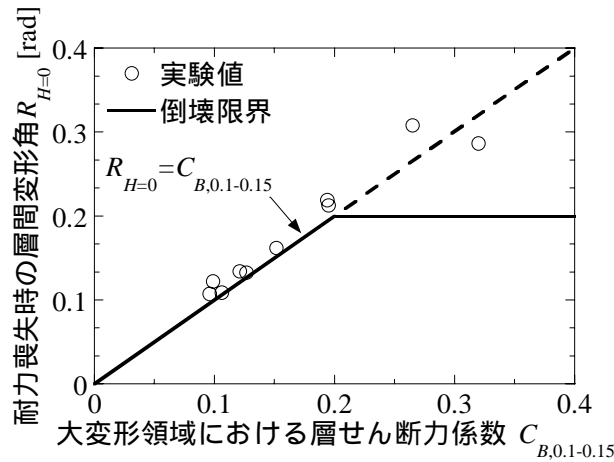


図 5.37 木造建物の倒壊限界

5.8.3 木造建物の残存耐震性能評価

試験体に生じた損傷と最大層間変形角の関係および木造建物の倒壊限界を踏まえ、住民自らが地震後に被災木造建物の継続使用の可否や補修の必要性を即時判断できるような残存耐震性能評価の方法について述べる。建物が経験した最大層間変形角によって下記の5つの被災度に区分し、代表的な損傷と継続使用および補修による再使用の可能性の判定を表5.5に示す。

[レベル]層間変形角 $1/75$ rad 未満の範囲であり、建物に損傷は生じないため継続使用は可能である。

[レベル]試験体に生じ始める層間変形角 $1/75$ rad 以上 $1/30$ rad 未満の範囲であり、壁のひび割れなど軽微な被害が生じるが、簡単な補修により建物の再使用が可能である。また、建物の機能に影響はないため継続使用は可能である。

[レベル]層間変形角 $1/30$ rad 以上 $1/10$ rad 未満の範囲であり、土壁の剥落や建具の損傷などの被害が生じる。建物の機能に影響が出るため、継続使用できない場合もあるが、ある程度の補修により再使用は可能である。

[レベル]層間変形角 $1/10$ rad 以上 $1/5$ rad 未満の範囲であり、 105 mm 角程度の柱に折損が生じ、耐力の低い建物は倒壊する可能性がある。継続使用や補修による再使用の可能性については、専門家に決定を委ねる必要がある。

[レベル]層間変形角 $1/5$ rad 以上の範囲であり、多くの木造建物が倒壊する可能性が高い。再使用の可能性については、専門家に決定を委ねる必要がある。

表 5.5 木造建物の残存耐震性能評価

被災度区分		レベル	レベル	レベル	レベル	レベル
層間変形角 R [rad]		$R < 1/75$	$1/75 < R < 1/30$	$1/30 < R < 1/10$	$1/10 < R < 1/5$	$1/5 < R$
損傷 状況	軸組	損傷なし	損傷なし	損傷なし	柱の折損 (柱径105mm)	
	接合部	損傷なし	損傷なし	鼻栓の折損 込栓周囲の柱に亀裂		
	垂壁	損傷なし	損傷なし	土壁にひび割れ		
	全壁	損傷なし	土壁にひび割れ	土壁の剥落 下見板の釘の引き抜け		
	建具	損傷なし	襖や障子にしわ	建具の脱落 障子紙が破れる		
継続使用の可能性						×
補修による再 使用の可能性						

5.9 結論

本章では、地震後に住民自ら被災木造建物の安全性の即時判断を行うため、木造軸組架構の最大接合部変形を記憶できる低コストセンサーの提案を行った。次に、静的水平加力実験により、柱寸法・垂壁の有無・上載荷重・接合部仕様などが接合部変形に及ぼす影響について分析した。さらに、木造軸組架構の接合部回転角から層間変形角を推定する方法を構築し、静的水平加力実験や振動台実験により提案センサーの精度検証を行った。最後に、被災木造建物の残存耐震性能評価法を構築した。得られた成果を以下にまとめて示す。

- 1) 木造軸組架構の接合部の柱と横架材間の距離は上載荷重により変化するが、接合部の回転角は上載荷重による影響を受けにくい。
- 2) 垂壁付柱は垂壁による拘束を受けるため、柱頭と柱脚で接合部の回転角は異なる。また、垂壁仕様・柱寸法によっても接合部の回転角が変化するため、最大層間変形角の推定には適さない。
- 3) 独立柱の接合部回転角と層間変形角の対応は良好である。そこで、独立柱の接合部仕様の差を反映可能な、接合部回転角に基づく層間変形角の推定式を構築した。
- 4) 最大接合部変形を記憶できる低コストセンサーを提案した。静的水平加力実験や振動台実験により精度検証を行った結果、概ね $0.02 \sim 0.2 \text{ rad}$ の最大層間変形角を推定可能であることを示した。
- 5) 提案センサーにより推定される木造建物が経験した最大層間変形角に基づき、住民自らが地震後に被災木造建物の安全性を即時判断可能とする残存耐震性能評価法を構築した。

第6章 結論

6.1 本論文のまとめ

本論文では、伝統構法木造建物を対象とした耐震性能評価法の構築を目的として、木造建物の変形性能評価や地震時における最大応答変形の推定法について検討した。第2章では、木造軸組架構の静的水平加力実験を試験体が耐力を喪失する層間変形角 0.1 rad 以上の大変形領域まで行い、木造軸組架構の変形性能として水平抵抗力を喪失する層間変形角に着目し、損傷や $P\Delta$ 効果が木造軸組架構の変形性能に及ぼす影響について分析した。第3章では、非構造部材を含む垂壁付木造軸組架構の静的水平加力実験を行い、非構造部材に発生する損傷と最大層間変形角の関係を把握するとともに、非構造部材が架構全体の水平抵抗力や部材の応力状態に及ぼす影響について分析した。第4章では、パルス性地震動を正弦波パルスで理想化し、正弦波パルスのパルス特性値（周期や速度振幅）が木造建物の応答に及ぼす影響について分析した。また、正弦波パルスのパルス特性値から木造建物の最大応答変形角を推定する方法を構築し、振動台実験により推定法の精度検証を行った。第5章では、地震時の木造軸組架構の最大接合部変形を記憶できる低コストセンサーの提案を行い、最大接合部変形から架構全体の最大層間変形角を推定する方法を構築した。また、既往の静的水平加力実験結果から木造軸組架構の損傷と最大層間変形角の関係を整理し、木造建物の残存耐震性能評価の方法を示した。第2章から第5章で得られた成果を以下にまとめる。

第2章では、まず木造軸組架構が水平抵抗力を喪失する層間変形角 0.1 rad 以上の大変形領域までの静的水平加力実験を行い、各試験体が大変形領域で負担可能な層せん断力や、損傷が層せん断力の低下に及ぼす影響について分析した。次に、柱の曲げ変形や軸心のずれが $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力に及ぼす影響について分析した。さらに、 $P\Delta$ 効果による付加的なせん断力によって木造軸組架構が水平抵抗力を喪失している事に着目し、大変形領域における負担可能な層せん断力から水平抵抗力を喪失する層間変形角の推定を行った。得られた成果を以下にまとめる。

- 1) 全壁試験体や垂壁試験体では、それぞれ全壁の破壊、柱の折損が生じた後、大変形領域での層せん断力は概ね一定値となり、同じ柱頭、柱脚部の接合部仕様を有する軸組試験体の層せん断力に漸近していく。
- 2) 柱の折損が生じない垂壁試験体や軸組試験体の層せん断力は、層間変形角が 0.2 rad 程度の大変形領域においても概ね一定値を保持する。
- 3) 層間変形角の増大に伴って柱脚の接合部曲げモーメントが一定値に漸近し、接合部回転角が

増大することに対応して、層間変形角 0.1 rad 以上では層間変形角に占める柱の曲げ変形の割合は1割程度と小さくなる。

- 4) 大変形領域（層間変形角 $0.1 \sim 0.15 \text{ rad}$ 程度）における負担可能な層せん断力より水平抵抗力を喪失する層間変形角の予測式を構築した。予測式によれば、大変形領域における負担可能な層せん断力係数が 0.2 程度あれば、水平抵抗力を喪失する層間変形角は 0.2 rad 程度である。

第3章では、まず非構造部材として障子、襖、舞良戸などの建具を含む垂壁付木造軸組架構の静的水平加力実験を行い、建具に生じる損傷と最大層間変形角の関係を把握した。次に、建具が架構全体の水平抵抗力や柱の負担水平せん断力に及ぼす影響について分析した。得られた成果を以下にまとめる。

- 5) 木造軸組架構の最大層間変形角と建具に生じる損傷の関係をを用いて、地震後における建具の損傷状況から木造建物が経験した最大層間変形角を $1/50 \sim 1/15 \text{ rad}$ の範囲で概ね推定可能である。
- 6) 木造軸組架構に障子や襖を設置することにより初期剛性は上昇したが、水平抵抗力の最大値や水平抵抗力を喪失する層間変形角に差は見られなかった。
- 7) 木造軸組架構に舞良戸を設置した場合、偏在の影響により水平抵抗力に非対称性が見られ、加力方向に柱がある場合は約 3 kN 上昇し、柱がない場合は約 1 kN 上昇した。
- 8) 建具が水平せん断力を負担することにより、架構の水平抵抗力が上昇したにもかかわらず、柱の負担する水平せん断力は小さくなった。

第4章では、まずパルス性地震動を正弦波パルスで理想化することを考え、過去の観測記録との比較によりその妥当性を検証した。次に、正弦波パルスのパルス特性値（周期や速度振幅）が木造建物の応答に及ぼす影響について分析し、パルス特性値から木造建物の最大応答変形角を推定する方法を構築した。最後に、立体木造軸組架構の振動台実験により構築した推定法の精度検証を行った。得られた成果を以下にまとめる。

- 9) 適切なパルス特性値を用いた正弦波パルスにより、過去に観測されたパルス性地震動を再現可能である。
- 10) パルス周期が 0.5 秒 や 1 秒 程度の地震動の場合、降伏せん断力係数を変化させても最大応答変形角は大きく変わらないため、耐力を向上させることよりも変形性能を確保することが有効である。
- 11) パルス周期が 2 秒 や 3 秒 程度の地震動の場合、ある程度の耐力を確保することにより最大応答変形角を大幅に小さくできる。
- 12) 正弦波パルスのパルス特性値から木造建物の最大応答変形角を推定する方法を構築した。振動台実験により精度検証を行った結果、試験体の最大応答変形角を概ね推定可能であることを示した。

第5章では、まず、地震時の木造軸組架構の最大接合部変形を記憶でき、低コストで製作や設置が容易なセンサーの提案を行った。次に、木造軸組架構の静的水平加力実験を行い、柱と横架材（桁や土台）の接合部変形と架構全体の層間変形角の関係を把握し、接合部変形に影響を及ぼす要因について分析を行った。さらに、最大接合部変形から架構全体の最大層間変形角を推定する式を構築し、静的水平加力実験や振動台実験により提案したセンサーの動作確認と精度検証を行った。最後に、既往の静的水平加力実験結果から木造軸組架構の損傷と最大層間変形角の関係について整理し、提案センサーにより推定される最大層間変形角に基づき、被災木造建物の継続使用の可否や補修の必要性を地震後に即時判断できるような残存耐震性能評価法を構築した。得られた成果を以下にまとめる。

- 13) 木造軸組架構の接合部の柱と横架材間の距離は上載荷重により変化するが、接合部の回転角は上載荷重による影響を受けにくい。
- 14) 垂壁付柱は垂壁による拘束を受けるため、柱頭と柱脚で接合部の回転角は異なる。また、垂壁仕様・柱寸法によっても接合部の回転角が変化するため、最大層間変形角の推定には適さない。
- 15) 独立柱の接合部回転角と層間変形角の対応は良好である。そこで、独立柱の接合部仕様の差を反映可能な、接合部回転角に基づく層間変形角の推定式を構築した。
- 16) 静的水平加力実験や振動台実験により精度検証を行った結果、提案したセンサーと構築した推定式により、概ね $0.02 \sim 0.2 \text{ rad}$ の最大層間変形角を推定可能であることを示した。
- 17) 提案センサーにより推定される木造建物が経験した最大層間変形角に基づき、住民自らが地震後に被災木造建物の安全性を即時判断可能とする残存耐震性能評価法を構築した。

以上述べたように、本論文では木造軸組架構が耐力を喪失する層間変形角 0.1 rad 以上の大変形領域での挙動を実験的に把握し、損傷や PA 効果、非構造部材が変形性能に及ぼす影響について分析した。また、パルス性地震動に対する木造建物の応答特性を把握し、正弦波パルスのパルス特性値（周期や速度振幅）から木造建物の最大応答変形角を推定する方法を構築した。モーメントマグニチュードや断層との距離から想定されるパルス性地震動の周期や速度振幅に基づき、本論文における推定式からパルス性地震動に対する伝統構法木造建物の耐震性能（耐力や変形性能）の目標値を設定可能と考えられる。最後に、最大接合部変形を記憶できる低コストセンサーを提案し、既往の実験結果から木造軸組架構の損傷と最大層間変形角の関係を整理し、住民自らが地震後に被災木造建物の安全性を即時判断可能な残存耐震性能評価法を構築した。得られた成果は、今後の伝統構法木造建物の耐震設計や、地震後における被災木造建物の安全性判断に有用であると考えられる。

6.2 今後の課題

最後に、本論文における今後の課題について述べる。

第2章では、大変形領域（層間変形角 $0.1 \sim 0.15\text{rad}$ ）における負担可能な層せん断力から水平抵抗力を喪失する変形角を推定する式を構築したが、木造建物に許容される変形性能を規定するためには、大変形領域における負担可能な層せん断力の算定式を構築する必要がある。

第4章では、性能等価加速度応答スペクトルを用いた等価線形解析により木造建物の最大応答変形角の推定を行ったが、等価線形解析の適用性に関する検討は行っていない。今後、時刻歴応答解析を行って等価線形解析の適用性の検討を行い、構築した推定式の有効性を多方面から検討する必要がある。また、本論文では継続時間の短い内陸直下型地震を念頭に置いて検討を行ったが、継続時間の長い海溝型地震に対しては別の検討が必要である。

第5章では、木造軸組架構の損傷と最大層間変形角から木造建物の残存耐震性能評価法を構築したが、損傷以外にも建物の残留変形なども残存耐震性の指標となる可能性がある。構築した残存耐震性能評価法の適用範囲を拡大するためには、今後さらに検討する必要がある。また、本論文では木造建物の倒壊限界を大変形領域（層間変形角 $0.1 \sim 0.15\text{rad}$ ）における建物の耐力から算定することとしたが、住民が被災木造建物の残存耐震性を評価するためには、より簡易な評価法を提案する必要がある。

参考文献

第 1 章

- 1.1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 総集編，2000.3.
- 1.2) 日本建築学会近畿支部：1995 年兵庫県南部地震 - 木造建物の被害 - ，1995.9.
- 1.3) 財団法人 日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008 年版），2008.12.
- 1.4) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法，学芸出版社，2004.4.
- 1.5) 後藤正美，鈴木 有，浦 憲親：一方向水平加力実験による実在木造建物の耐震性能の検討，日本建築学会構造系論文集，No.506，pp.147-154，1998.4.
- 1.6) 阿川将樹，西村彰敏，宮本俊輔，花野克哉，宮澤健二：2 層軸組構法合板耐力壁構造の静的倒壊限界に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.50B，pp.335-342，2004.3.
- 1.7) 阿川将樹，宮澤健二：偏心を有する 2 層面材耐力壁構造の静的倒壊限界に関する実験的研究，日本建築学会技術報告集，第 21 号，pp.99-104，2005.6.
- 1.8) 津田千尋，宮澤健二：実在木造住宅の引き倒し加力実験，構造工学論文集，Vol.51B，pp.483-488，2005.3.
- 1.9) 大橋好光，坂本 功，木村雅彦：JR 鷹取波加振による木造軸組構法住宅の動的倒壊過程，第 10 回日本地震工学シンポジウム講演集，pp.99-104，1998.11.
- 1.10) 津田千尋，服部大介，佐藤友彦，五十田博，宮澤健二：実在木造住宅移築加振実験，日本建築学会技術報告集，第 23 号，pp.149-154，2006.6.
- 1.11) 五十田博，平野 茂，三宅辰哉，古屋 治，箕輪親宏：建築基準法の最低壁量を満足する新築木造住宅の倒壊実験，日本建築学会構造系論文集，No.618，pp.167-173，2007.8.
- 1.12) 安田一男，橋本孝，坂本功，大橋好光，川久保政茂，木村正彦：伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験 その 1 概要と静加力試験，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），C-1，pp.147-148，1997.9.
- 1.13) 藤田香織，坂本功，大橋好光，木村正彦：伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験 その 2 土壁の地震波加振，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），C-1，pp.149-150，1997.9.
- 1.14) 木村正彦，藤田香織，大橋好光，坂本功：：伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験 その 3 板壁・通し貫の地震波加振とまとめ，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），C-1，pp.151-152，1997.9.

- 1.15) 山田真澄，鈴木祥之，後藤正美，清水秀丸：単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価，日本建築学会構造系論文集，No.582，pp.95-102，2004.8.
- 1.16) 村上雅英，景山 誠，鈴木 有，稲山正弘：静的水平加力実験に基づく土壁の耐荷機構の解明 - せん断破壊が先行しない土壁の力学挙動 - ，日本建築学会構造系論文集，No.582，pp.103-108，2004.8.
- 1.17) 中尾方人，一文字里紗，山崎 裕，石橋庸子：土塗り壁のせん断抵抗機構およびせん断耐力の評価法に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.598，pp.109-116，2005.12.
- 1.18) 曾我部博之，小高昭夫：強震を受ける弾塑性質点系の P- Δ 効果について，日本建築学会構造系論文集，No.463，pp.19-26，1994.9.
- 1.19) 上谷宏二，田川浩：梁降伏型骨組の動的崩壊過程における変形集中現象，日本建築学会構造系論文集，No.483，pp.51-60，1996.5.
- 1.20) 山崎真司，遠藤和明：弾塑性地震応答における P- Δ 効果と安定比，日本建築学会構造系論文集，No.527，pp.71-78，2000.1.
- 1.21) 石鍋雄一郎，半貫敏夫，秋山宏：地震下における骨組の変形応答に及ぼす P- Δ 効果の影響，日本建築学会構造系論文集，No.559，pp.79-83，2002.9.
- 1.22) 金紋廷，荒木慶一，山川誠，田川浩，五十子幸樹：極大地震動に対する超高層純ラーメン鋼構造建物の動的応答に及ぼす P- Δ 効果の影響，日本建築学会構造系論文集，No.644，pp.1861-1868，2009.10.
- 1.23) 佐藤浩太郎，蘇鐘鈺，川辺秀憲，吹田啓一郎，林 康裕：上町断層帯の予測地震動に対する超高層建物の平面骨組モデルによる解析，日本建築学会技術報告集，第 16 巻，第 33 号，pp.463-468，2010.6.
- 1.24) Y.Hayashi, M.Miyamoto, A.Nii, Y.Suzuki and T.Morii : Structural Health Monitoring of Huge Traditional Timber Structure in Japan, *The 2nd International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*, pp.1043-1048, Nov., 2005.
- 1.25) 岡田成幸，高井伸雄，島田佳和：微動のカオス性に着目した次元解析による木造建物の原位置的簡易耐震診断法の開発，第 12 回地震工学シンポジウム，pp.1054-1057，2006.11.
- 1.26) 具典淑，林康裕，清水秀丸，鈴木祥之：軸組構法 2 階建木造住宅の振動台実験に基づく損傷同定手法の検討，日本建築学会技術報告集，第 13 巻，第 25 号，pp.69-72，2007.6.
- 1.27) 石田早耶香，仁田佳宏，尾内俊夫，宮澤健二：圧電素子センサによる木質梁の損傷検知，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），B-2，pp.237-238，2008.9.
- 1.28) 高比良晋平，三田彰：構造ヘルスマモニタリングのための損傷インデックスセンサーに関する研究，第 11 回地震工学シンポジウム，pp.1969-1974，2002.11.
- 1.29) 岡田敬一，白石理人，竹内啓五：変位記憶型センサによる構造モニタリングシステムの開発（その 1 システムの概要），日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），B-2，pp.1-2，2005.9.

- 1.30) 白石理人, 岡田敬一, 山本裕治: 変位記憶型センサによる構造モニタリングシステムの開発 (その2 装置特性の検証), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), B-2, pp.3-4, 2005.9.
- 1.31) 稲田裕, 熊谷仁志, 稲田泰夫: 自己診断材料を用いた最大値記憶性能を持つ変位計の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国), B-2, pp.233-234, 2008.9.
- 1.32) 金子美香, 神原浩, 田村和夫: 1995年兵庫県南部地震の被害調査に基づく非構造部材の耐震性評価, 日本建築学会技術報告集, 第17号, pp.563-566, 2003.6.
- 1.33) 金子美香, 神原浩, 田村和夫: 非構造部材の耐震実験結果に基づく耐震性能の整理, 日本建築学会技術報告集, 第21号, pp.39-44, 2005.6.
- 1.34) 鶴田修, 坂本功, 大橋好光, 平田俊次, 岡部潤一: 木質系住宅の地震時仕上げ損傷と建物変形角に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.613, pp.73-80, 2007.3.
- 1.35) 岡田成幸, 高井伸雄: 地震被害調査のための建物分類と破壊パターン, 日本建築学会構造系論文集, No.524, pp.65-72, 1999.10.
- 1.36) 村上雅英, 鈴木祥之, 田原賢: 阪神淡路大震災における木造住宅の倒壊原因に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, No.523, pp.95-101, 1999.9.
- 1.37) 林康裕, 北原昭男, 平山貴之, 鈴木祥之: 2000年鳥取県西部地震の地震動強さの評価, 日本建築学会構造系論文集, No.548, pp.35-41, 2001.10.
- 1.38) 森井雄史, 林康裕: 2000年鳥取県西部地震における日野町の地震動特性の分析, 日本建築学会構造工学論文集, Vol.50B, pp.485-490, 2004.3.
- 1.39) 森井雄史, 林康裕: 2001年芸予地震における三原市の地震動推定と木造住宅被害の分析, 日本建築学会構造系論文集, No.584, pp.65-71, 2004.10.
- 1.40) 時松考次, 新井洋, 関口徹: 2004年新潟県中越地震時に表層地盤の非線形震動増幅特性が小千谷の木造住宅被害に与えた影響, 日本建築学会構造系論文集, No.620, pp.35-42, 2007.10.
- 1.41) 新井洋, 森井雄史, 山田真澄, 清水秀丸, 林康裕: 2007年能登半島地震の震源域における最大地動速度の評価と木造住宅被害の要因分析, 日本建築学会構造系論文集, No.624, pp.227-234, 2008.2.
- 1.42) 棚橋諒: 地震の破壊力と建築物の耐震力に関する私見, 建築雑誌, No.599, pp.578-587, 1935.5.
- 1.43) 境有紀, 壁谷澤寿海: 地震動の単純化および距離減衰式を用いて基盤動をサイン波1波で与える方法, 構造工学論文集, Vol.46B, pp.81-86, 2000.3.
- 1.44) 張富明, 酒井久和, 河村廣, 久保哲夫: 正負地動パルスによる1自由度完全弾塑性系の地震応答の予測, 構造工学論文集, Vol.50B, pp.435-440, 2004.3.
- 1.45) 鈴木恭平, 川辺秀憲, 山田真澄, 林康裕: 断層近傍のパルス地震動特性を考慮した設計用応答スペクトル, 日本建築学会構造系論文集, No.647, pp.49-56, 2010.1.

- 1.46) 亀井功，佐藤浩太郎，林康裕：モーダル解析によるパルス波地震動に対する多自由度系の層間変形角応答特性，日本建築学会構造系論文集，No.649，pp.567-575，2010.3.
- 1.47) 安井雅明，西影武知，見上知広，亀井功，鈴木恭平，林康裕：パルス地震動に対する1自由度系最大応答理論解と応答特性，日本建築学会構造系論文集，No.650，pp.731-740，2010.4.

第2章

- 2.1) 杉山亮太，鈴木祥之，後藤正美，村上博：乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発，日本建築学会技術報告集，第24号，pp.125-130，2006.12.
- 2.2) 財団法人日本住宅・木材技術センター：木造軸組構法住宅の許容応力度設計 第3版，2004.4.
- 2.3) 山田真澄，鈴木祥之，後藤正美，清水秀丸：単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価，日本建築学会構造系論文集，No.582，pp.95-102，2004.8.
- 2.4) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法，学芸出版社，2004.4.
- 2.5) 日本工業規格：建築用構成材(パネル)及びその構造部分の性能試験方法，1999.2.
- 2.6) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説 - 許容応力度・許容耐力設計法 -，2006.12.
- 2.7) 文化庁文化財部：重要文化財(建造物)耐震診断指針，2001.3.
- 2.8) 田中英朗，前田郁生，森山健一，渡辺修二：基礎浮き上がり非線形特性の合理的評価法に関する検討：その1上下動連成SRモデルの定式化，日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)，構造I，pp.1675-1676，1994.9.
- 2.9) 日本建築学会：設計資料 製材の基準値特性，木質構造限界状態設計指針(案)・同解説，2003.10.

第3章

- 3.1) 杉山亮太，鈴木祥之，後藤正美，村上博：乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発，日本建築学会技術報告集，第24号，pp.125-130，2006.12.
- 3.2) 山田真澄，鈴木祥之，後藤正美，清水秀丸：単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価，日本建築学会構造系論文集，No.582，pp.95-102，2004.8.
- 3.3) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法，学芸出版社，2004.4.
- 3.4) 日本工業規格：建築用構成材(パネル)及びその構造部分の性能試験方法，1999.2.
- 3.5) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説 - 許容応力度・許容耐力設計法 -，2006.12.
- 3.6) 森井雄史，宮崎陽子，清水秀丸，林康裕：非構造部材が木造軸組の耐震性能に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，C-1，pp.297-298，2007.8.

第4章

- 4.1) 釜江克宏，入倉孝次郎：震源近傍域での強震動パルスの特性と断層破壊過程との関係，第3回都市直下地震災害シンポジウム論文集，pp75-78，1998.
- 4.2) 川辺秀憲，釜江克宏：上町断層帯の地震を想定した強震動予測，日本建築学会近畿支部耐震構造部会主催シンポジウム「上町断層帯による想定地震動に対する建物の耐震設計を考える」，pp17-24，2009.1.
- 4.3) 産業技術総合研究所活断層研究センター：大阪府周辺地域の地震動地図地震動予測研究報告 暫定版，2005.
- 4.4) 中央防災会議：東南海、南海地震等に関する専門委員会，中部圏・近畿圏直下地震対策，http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/index_chukin.html. 2009.10.14 参照
- 4.5) 林康裕：性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価，第11回日本地震工学シンポジウム，pp.651-656，2002.11.
- 4.6) Y. Hayashi, A. Nii and T. Morii : Evaluation of Building Damage Based on Equivalent - Performance Response Spectra, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*, Oct., 2008.
- 4.7) 鈴木恭平，川辺秀憲，山田真澄，林康裕：断層近傍のパルス地震動特性を考慮した設計用応答スペクトル，日本建築学会構造系論文集，No.647，pp.49-56，2010.1.
- 4.8) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981.
- 4.9) コボット株式会社ホームページ，<http://www.cobot.co.jp/>
- 4.10) 杉山亮太，鈴木祥之，後藤正美，村上 博：乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発，日本建築学会技術報告集，第23号，pp.149-154，2006.6.
- 4.11) 日本工業規格：建築用構成材(パネル)及びその構造部分の性能試験方法，1999.2.

第5章

- 5.1) 杉山亮太，鈴木祥之，後藤正美，村上 博：乾式土壁パネルを用いた木造軸組耐力壁の開発，日本建築学会技術報告集，第23号，pp.149-154，2006.6.
- 5.2) 財団法人 日本住宅・木材技術センター：木造軸組構法住宅の許容応力度設計 第3版，2004.4.
- 5.3) 山田真澄，鈴木祥之，後藤正美，清水秀丸：単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価，日本建築学会構造系論文集，No.582，pp.95-102，2004.8.
- 5.4) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法，学芸出版社，2004.3.
- 5.5) 日本工業規格：建築用構成材(パネル)及びその構造部分の性能試験方法，1999.2.
- 5.6) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説 - 許容応力度・許容耐力設計法 - ，2006.12.
- 5.7) 平坂継臣：木造仕口部の終局耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.548，pp.89-94，2001.10.

- 5.8) 春山聡子，後藤正美，西村督，鈴木祥之：木造軸組における接合部の実験的検討及び解析モデルの提案，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），C-1，pp.141-142，2007.8.
- 5.9) 岩本いづみ，清水秀丸，鈴木祥之：木造軸組接合部の基本モデルによる回転めりこみと摩擦，第12回地震工学シンポジウム，pp.786-789，2006.11.
- 5.10) 工藤渉，森井雄史，林康裕：木造軸組の静的加力実験に基づく変形性能評価（その2 水平荷重の推定），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），C-1，pp.477-478，2008.9.
- 5.11) 宮崎陽子：木造軸組架構の変形性能評価に関する実験的研究，京都大学卒業論文，2007.3.
- 5.12) 工藤渉：地震被害経験と静的載荷実験に基づく木造建物の変形性能評価，京都大学修士論文，2008.3.
- 5.13) 高橋遥希：静的載荷実験に基づく伝統軸組構法木造建物の変形性能評価，京都大学卒業論文，2009.3.
- 5.14) 松本拓也：接合部の非線形性が木造軸組架構の応力負担性状に及ぼす影響，京都大学卒業論文，2010.3.

発表論文リスト

1. 本論文に関係する発表論文

学術的専門誌（査読付）

- [1] 宮本慎宏，高橋遥希，森井雄史，多幾山法子，林康裕：木造軸組架構の接合部変形による層間変形角の推定と最大接合部変形記憶センサーの提案，日本建築学会構造系論文集，No.649，pp.609-616，2010.3.
- [2] 森井雄史，宮本慎宏，高橋遥希，林康裕：P 効果が木造軸組架構の変形性能に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集，No.650，pp.849-857，2010.4.
- [3] 宮本慎宏，森井雄史，高橋遥希，林康裕：非構造部材が木造軸組架構の耐震性能に及ぼす影響，日本建築学会技術報告集，第15巻，第33号，pp.505-509，2010.6.

国際会議論文集（梗概査読付）

- [4] M. Miyamoto, N. Takiyama, H. Takahashi, Y. Ishizuka and Y. Hayashi: Residual Seismic Performance of Wooden Buildings by Low Cost Sensor Recording Maximum Connection Deformation, *The 11th World Conference on Timber Engineering*, June, 2010.

学術的専門誌（査読なし）

- [5] 高橋遥希，宮本慎宏，森井雄史，林康裕：静的載荷実験に基づく垂壁付木造軸組の変形性能評価，日本建築学会近畿支部研究報告集，第49号・構造系，pp.261-264，2009.6.
- [6] 森井雄史，高橋遥希，宮本慎宏，林康裕：木造軸組架構の耐震性能評価に関する実験的研究（その1）P Δ 効果が変形性能に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），C-1，pp.525-526，2009.8.
- [7] 高橋遥希，宮本慎宏，森井雄史，林康裕：木造軸組架構の耐震性能評価に関する実験的研究（その2）柱折損の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），C-1，pp.527-528，2009.8.
- [8] 宮本慎宏，森井雄史，高橋遥希，林康裕：木造軸組架構の耐震性能評価に関する実験的研究（その3）非構造部材の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），C-1，pp.529-530，2009.8.

- [9] 石塚悠伍，宮本慎宏，高橋遥希，森井雄史，林康裕：木造軸組架構の耐震性能評価に関する実験的研究（その4）接合部回転角による層間変形角の推定，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），C-1，pp.531-532，2009.8.
- [10] 宮本慎宏，高橋遥希，水谷友紀，多幾山法子，林康裕：パルス性地震動に対する木造建物応答，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），C-1，pp.419-420，2010.9.

総説・著書（査読なし）

- [11] 宮本慎宏：重要文化財（建造物）金剛三昧院客殿の舞良戸の構造実験，建築研究協会誌，第18号，pp.14-20，2009.12.

2. その他の発表論文

国際会議論文集（査読付）

- [1] Y. Hayashi, M. Miyamoto, A. Nii, Y. Suzuki and T. Morii：Structural Health Monitoring of Huge Traditional Timber Structure in Japan, *The 2nd International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure*, pp.1043-1048, November, 2005.

学術的専門誌（梗概査読付）

- [2] 石塚悠伍，高橋遥希，多幾山法子，宮本慎宏，林康裕：インドネシア伝統木造建築物の耐震性評価を目的とした現地調査，第13回地震工学シンポジウム，pp.2140-2146，2010.11.

国際会議論文集（梗概査読付）

- [3] M. Miyamoto, Y. Suzuki, T. Okuda, T. Suda and M. Okamura: Seismic performance and damage of wooden buildings in the Niigataken Chuetsu-oki Earthquake in 2007, *The 10th World Conference on Timber Engineering*, June, 2008.
- [4] T. Suda, Y. Suzuki, M. Ogasawara, M. Miyamoto and M. Gotou: Structural characteristics and seismic performance of damaged wooden houses from the Noto Hanto Earthquake in 2007, *The 10th World Conference on Timber Engineering*, June, 2008.
- [5] N. Takiyama, M. Miyamoto, Y. Ishizuka, H. Takahashi, D. Arnawati and Y. Hayashi: Seismic Evaluation of Indonesian Traditional Wooden Structures, *The 11th World Conference on Timber Engineering*, June, 2010.

学術的専門誌（査読なし）

- [6] 宮本慎宏，林康裕，具典淑，新居藍子，森井雄史，鈴木祥之：地震観測に基づく東本願寺の振動特性に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），C-1，pp.447-448，2005.8.

- [7] 益田健吾, 宮本慎宏, 河井宏允, 西澤英和: 木造層塔建築にかかる風力 その3 風力実験と風圧実験の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), B-1, pp.201-202, 2006.8.
- [8] 宮本慎宏, 石田潤一郎, 西澤英和: 旧第三高等学校端艇部(現神陵ヨットクラブ)艇庫について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), F-2, pp.149-150, 2006.8.
- [9] 西澤英和, 宮本慎宏, 石田潤一郎: 京都大学学生寄宿舍吉田寮について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), F-2, pp.161-162, 2006.8.
- [10] 森山晃宏, 宮本慎宏, 西川英佑, 西澤英和: 伝統的木構造における廻廊架構の力学的特性に関する実験的研究 その1 縮小模型実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), F-2, pp.387-388, 2007.8.
- [11] 宮本慎宏, 森山晃宏, 西川英佑, 西澤英和: 伝統的木構造における廻廊架構の力学的特性に関する実験的研究 その2 耐震性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), F-2, pp.389-390, 2007.8.
- [12] 中治弘行, 松本慎也, 向坊恭介, 宮本慎宏, 鈴木祥之: 能登半島沖地震における木造建物の詳細調査と限界耐力計算結果, 第5回日本地震工学会大会, pp.428-429, 2007.11.
- [13] 宮本慎宏, 山田耕司, 向井洋一, 中治弘行, 鈴木祥之: 平成19年新潟県中越沖地震における伝統木造社寺建築物の被害と耐震性能, 第5回日本地震工学会大会, pp.472-473, 2007.11.
- [14] 新田祐平, 宮本慎宏, 鈴木祥之: 東本願寺御影堂の耐震補強工事による振動特性の変化, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1, pp.63-64, 2008.9.
- [15] 宮本慎宏, 須田達, 鈴木祥之, 後藤正美: 2007年能登半島地震による木造建物の被害状況, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1, pp.525-526, 2008.9.
- [16] 新田祐平, 宮本慎宏, 鈴木祥之, 宮本祐司, 川瀬博: 常時微動計測に基づく東本願寺御影堂門の平面振動モードとロッキング振動, 第6回日本地震工学会大会, pp.90-91, 2008.11.
- [17] 石塚悠伍, 多幾山法子, 高橋遥希, 宮本慎宏, 林康裕: インドネシア伝統木造建築物の耐震性の検討 - コタゲデ地区における現地調査と静的載荷実験 -, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第50号・構造系, pp.341-344, 2010.6.
- [18] 松本拓也, 多幾山法子, 高橋遥希, 宮本慎宏, 林康裕: 接合部の非線形性が木造軸組の応力負担性状に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), C-1, pp.207-208, 2010.9.
- [19] 石塚悠伍, 高橋遥希, 多幾山法子, 宮本慎宏, 林康裕: インドネシア伝統木造建築物の耐震性の検討 その1 コタゲデ地区における現地調査, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), C-1, pp.595-596, 2010.9.
- [20] 高橋遥希, 石塚悠伍, 多幾山法子, 宮本慎宏, 林康裕: インドネシア伝統木造建築物の耐震性の検討 その2 静的水平載荷実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), C-1, pp.597-598, 2010.9.

- [21] 多幾山法子，宮本慎宏，水谷友紀，田井利幸，渡辺千明，林康裕：京都府美山町の伝統的建造物群保存地区における京都北山型住宅の構造調査，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），C-1，pp.599-600，2010.9.

総説・著書（査読なし）

- [22] 宮本慎宏（分担執筆）：2007年能登半島地震災害調査報告（5.2 木造建物），pp.87-96，2010.3


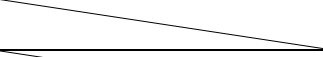
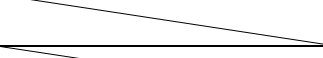
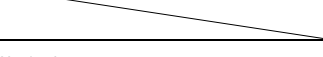
Appendix

静的水平加力実験結果

A.1 試験体一覧

試験体の仕様を表 A.1 に、試験体の部材寸法と接合部仕様を表 A.2 に、試験体立面図を図 A.1 に、柱脚接合部詳細図を図 A.2 に、柱頭接合部詳細図を図 A.3 に、足固接合部詳細図を図 A.4 に、差鴨居接合部詳細図を図 A.5 に示す。

表 A.1 試験体の仕様

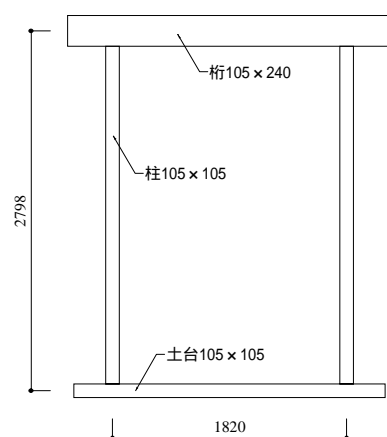
種類	試験体名	接合部仕様	耐震要素	おもり重量 [kN]	備考
軸組	A-1	短ほぞ(山型プレート留め)		9.3	
	A-2	短ほぞ(山型プレート留め)		4.5	
	A-3	短ほぞ		9.3	
	A-4	長ほぞ		16.5	
垂壁	B-1	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	23.7	
	B-2	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	23.7	柱150角
	B-3	短ほぞ(山型プレート留め)	石膏ボード(9.5mm)両面	23.7	
	B-4	短ほぞ(山型プレート留め)	土壁(60mm)	23.7	
	B-5	短ほぞ	荒壁パネル(26mm)片面 足固(120×90mm)	30.9	
	B-6	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	30.9	垂壁+腰壁
	B-7	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	44.9	2間試験体
	B-8	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	27.0	2間試験体
非構造	C-1	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	23.7	障子2枚
	C-2	短ほぞ(山型プレート留め)	荒壁パネル(26mm)片面	16.5	襖2枚
	C-3	短ほぞ	荒壁パネル(26mm)片面 足固(120×90mm)	30.9	舞良戸1枚
全壁	D-1	短ほぞ(山型プレート留め)	土壁(60mm) 三段貫(15×105mm)	23.7	
	D-2	短ほぞ(山型プレート留め)	下見板(15mm)	23.7	
差鴨居	E-1	長ほぞ(込栓留め)	差鴨居(120×270mm)鼻栓留め	23.7	
	E-2	長ほぞ(込栓留め)	差鴨居(120×270mm)込栓留め	23.7	
	E-3	長ほぞ(込栓留め)	荒壁パネル(26mm)両面 差鴨居(120×270mm)鼻栓留め	23.7	

A.2 実験結果

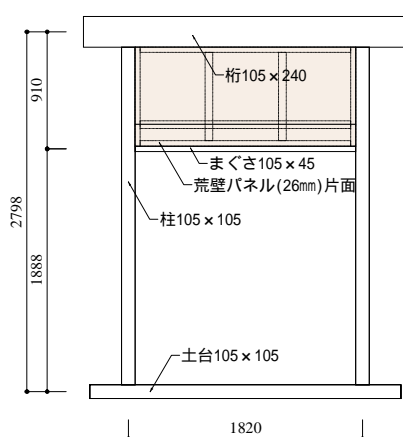
各試験体の水平抵抗 H (= ロードセルの値) と層間変形角 R の関係および試験体に生じた損傷を図 A.6 ~ 図 A.25 に示す。

表 A.2 試験体の部材寸法と接合部仕様

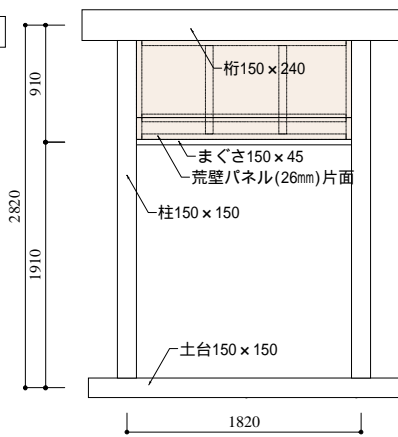
種類	試験体名	柱寸法[mm] (幅×成×高さ)	桁寸法[mm] (幅×成×高さ)	土台寸法[mm] (幅×成×高さ)	柱脚接合部仕様	柱頭接合部仕様
軸組	A-1	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	(a)	(a)
	A-2	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	(a)	(a)
	A-3	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	(b)	(b)
	A-4	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	(c)	(c)
垂壁	B-1	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	(a)	(a)
	B-2	150×150×2625	150×240×2520	150×150×2420	(d)	(d)
	B-3	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	(a)	(a)
	B-4	105×105×2558	105×240×2520	105×105×2420	(a)	(a)
	B-5	140×140×2940	130×180×2588	140×90×2626	(e)	(e)
	B-6	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	(a)	(a)
	B-7	105×105×2625	105×240×4340	105×105×4240	(a)	(a)
	B-8	105×105×2625	105×240×4340	105×105×4240	(a)	(a)
非構造	C-1	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	(a)	(a)
	C-2	105×105×2625	105×240×2520	105×105×2420	(a)	(a)
	C-3	140×140×2940	130×180×2588	140×90×2626	(e)	(e)
全壁	D-1	105×105×2558	105×240×2520	105×105×2420	(a)	(a)
	D-2	105×105×2558	105×240×2520	105×105×2420	(a)	(a)
差鴨居	E-1	120×120×2610	120×240×2520	120×120×2420	(f)	(f)
	E-2	120×120×2610	120×240×2520	120×120×2420	(f)	(f)
	E-3	120×120×2610	120×240×2520	120×120×2420	(f)	(f)



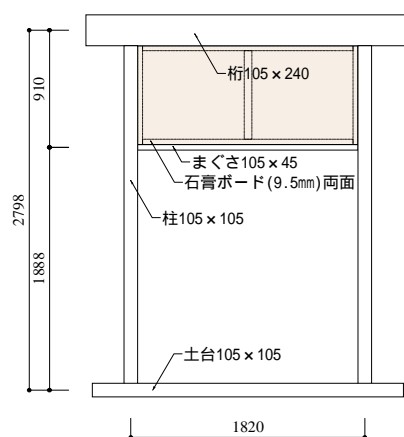
(a) 軸組試験体 (A-1 ~ A-4)



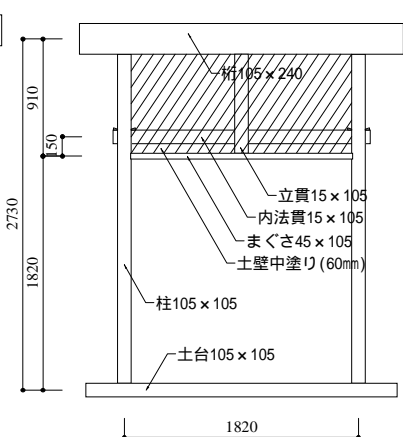
(b) 垂壁試験体 (B-1)



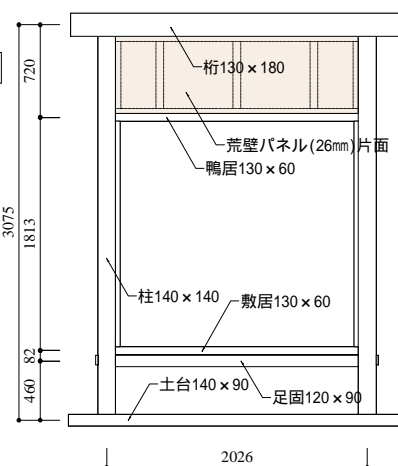
(c) 垂壁試験体 (B-2)



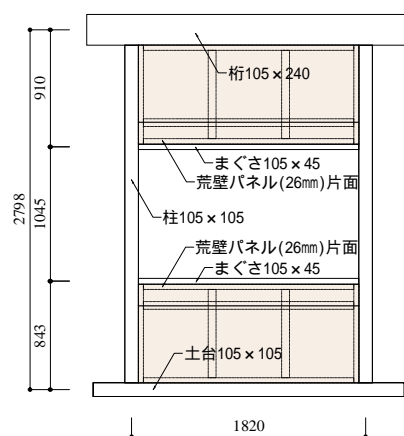
(d) 垂壁試験体 (B-3)



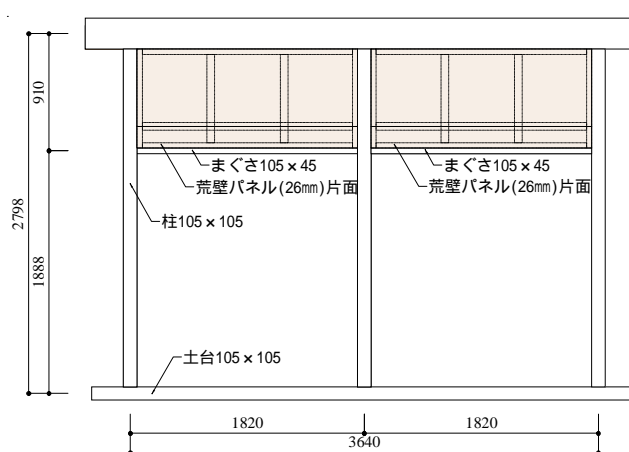
(e) 垂壁試験体 (B-4)



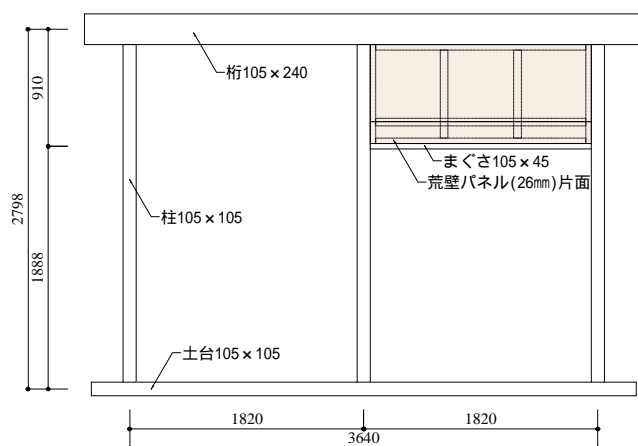
(f) 垂壁試験体 (B-5)



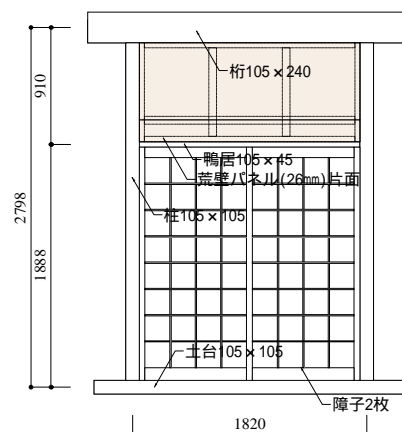
(g) 垂壁試験体 (B-6)



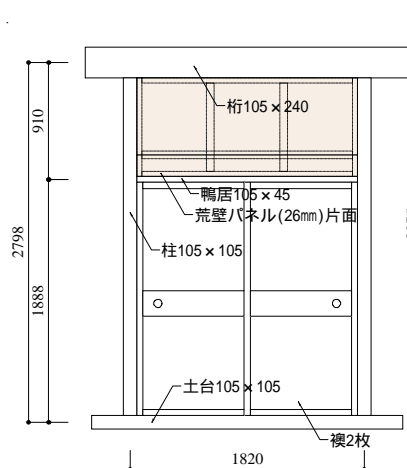
(h) 垂壁試験体 (B-7)



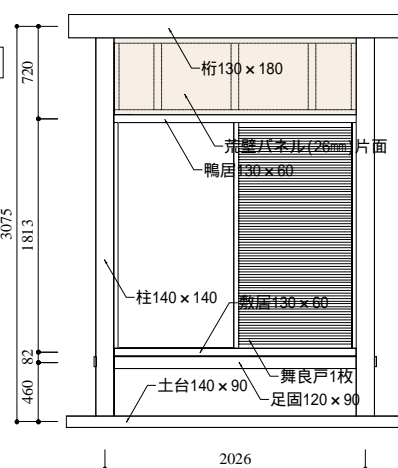
(i) 垂壁試験体 (B-8)



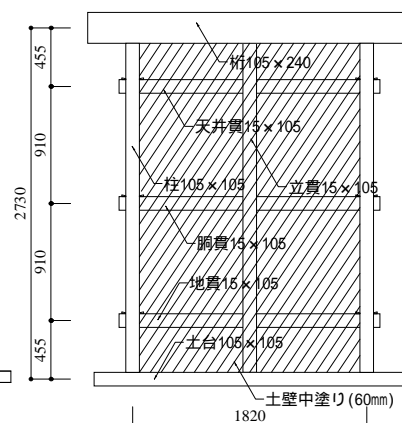
(j) 非構造試験体 (C-1)



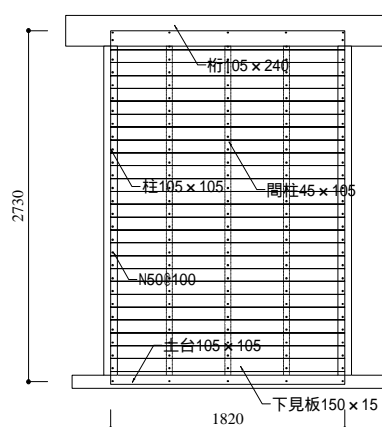
(k) 非構造試験体 (C-2)



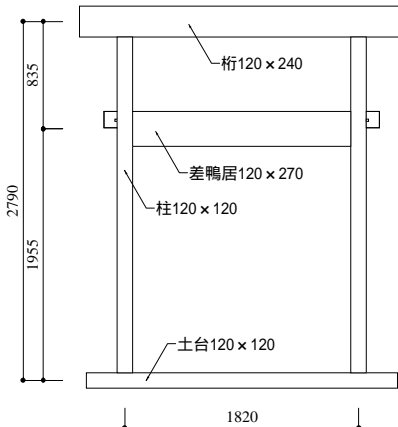
(l) 非構造試験体 (C-3)



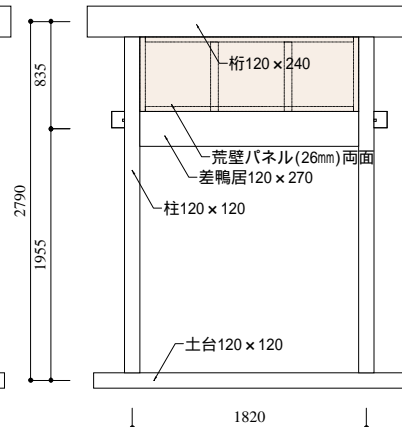
(m) 全壁試験体 (D-1)



(n) 全壁試験体 (D-2)

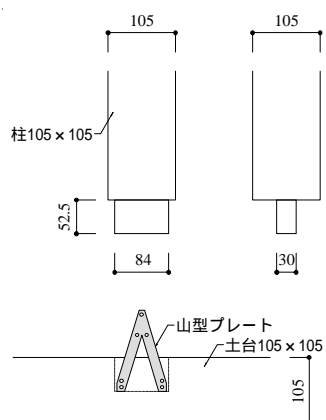


(o) 差鴨居試験体 (E-1, E-2)

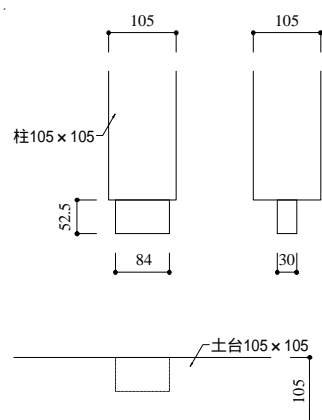


(p) 差鴨居試験体 (E-3)

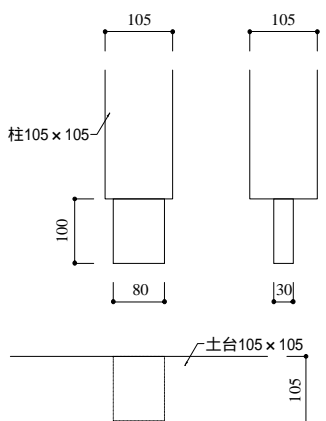
図 A.1 試験体立面図



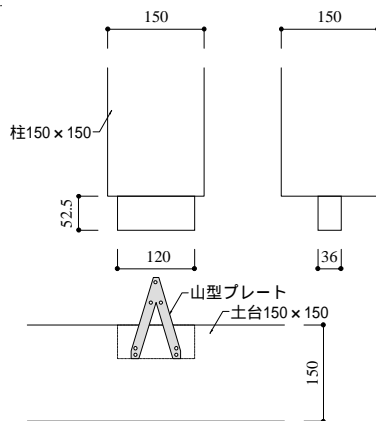
(a) 短ほぞ + 山型プレート



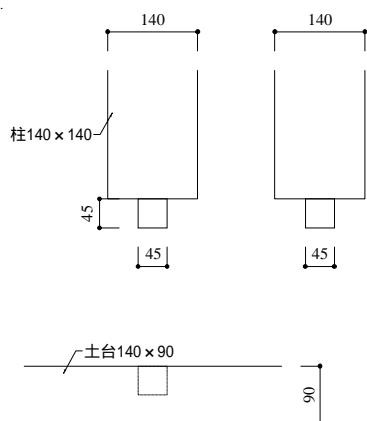
(b) 短ほぞ



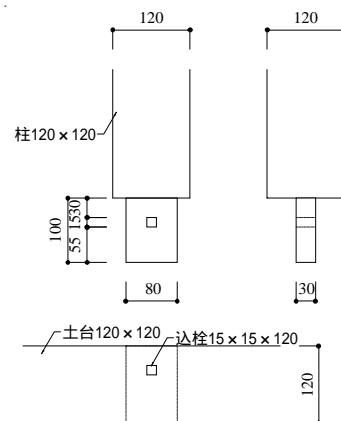
(c) 長ほぞ



(d) 短ほぞ + 山型プレート



(e) 短ほぞ



(f) 長ほぞ込栓留め

図 A.2 柱脚接合部詳細図

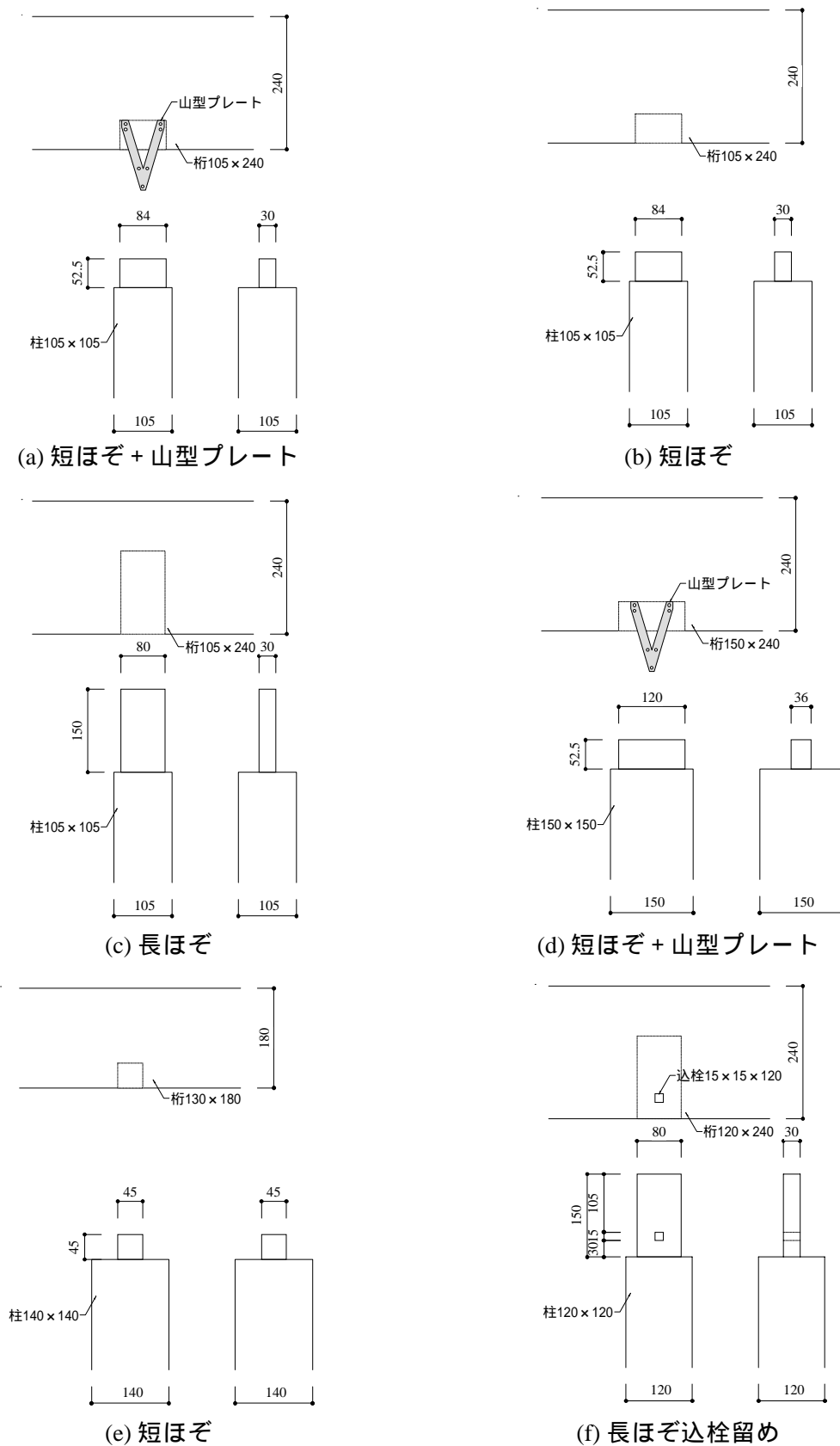


図 A.3 柱頭接合部詳細図

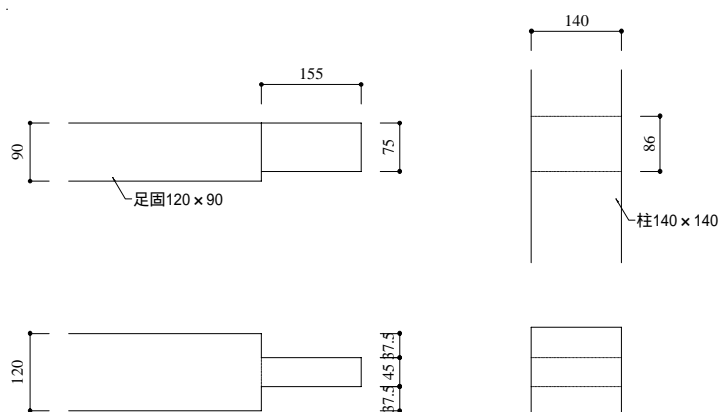


図 A.4 足固接合部詳細図（試験体 B-5, C-3）

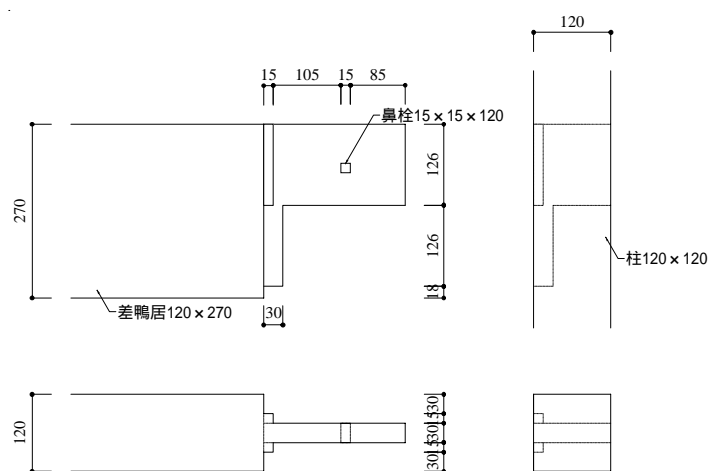
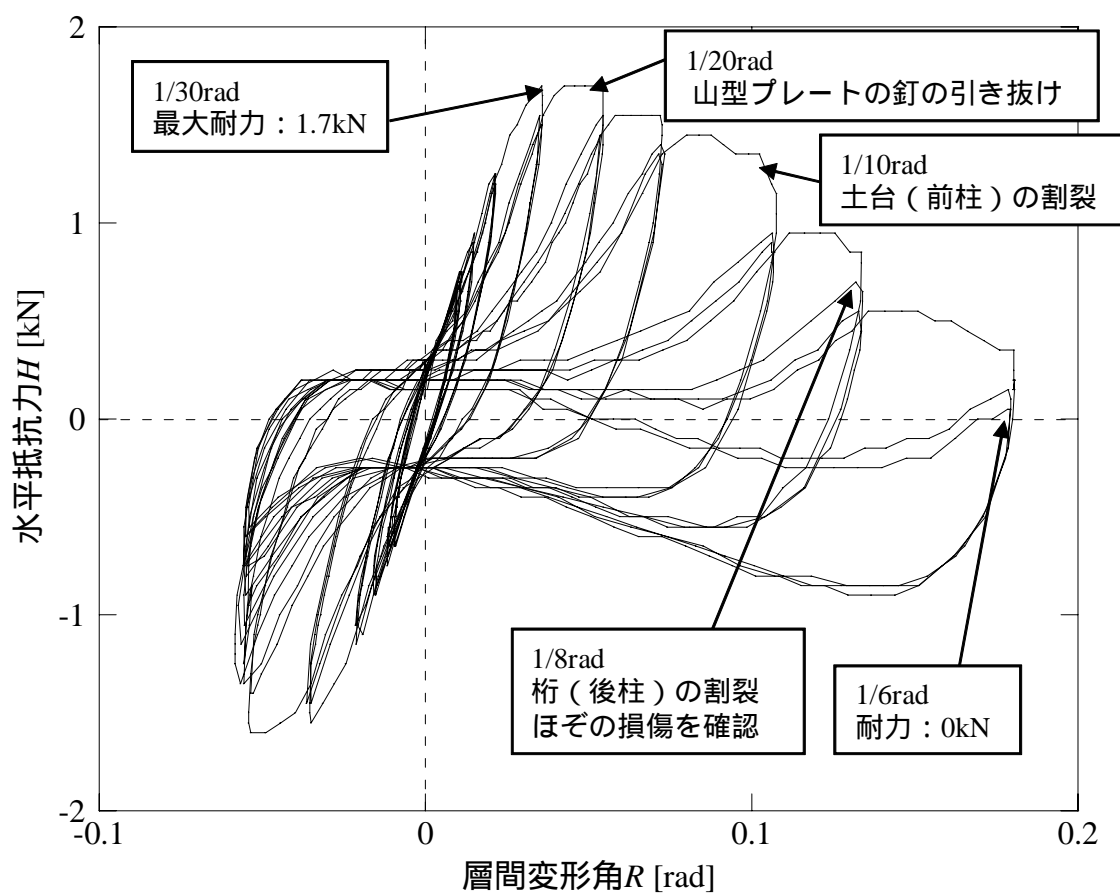
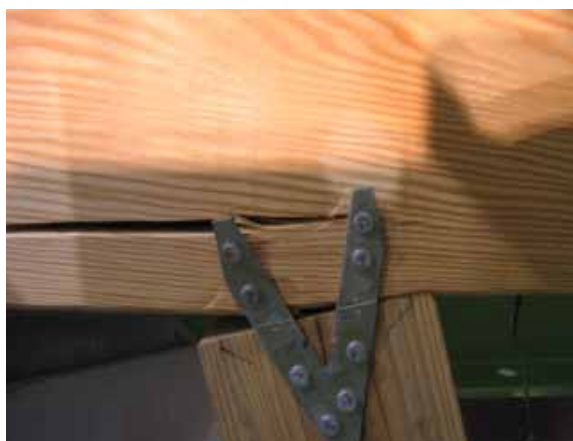


図 A.5 差鴨居接合部詳細図（試験体 E-1 ～ E-3）



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

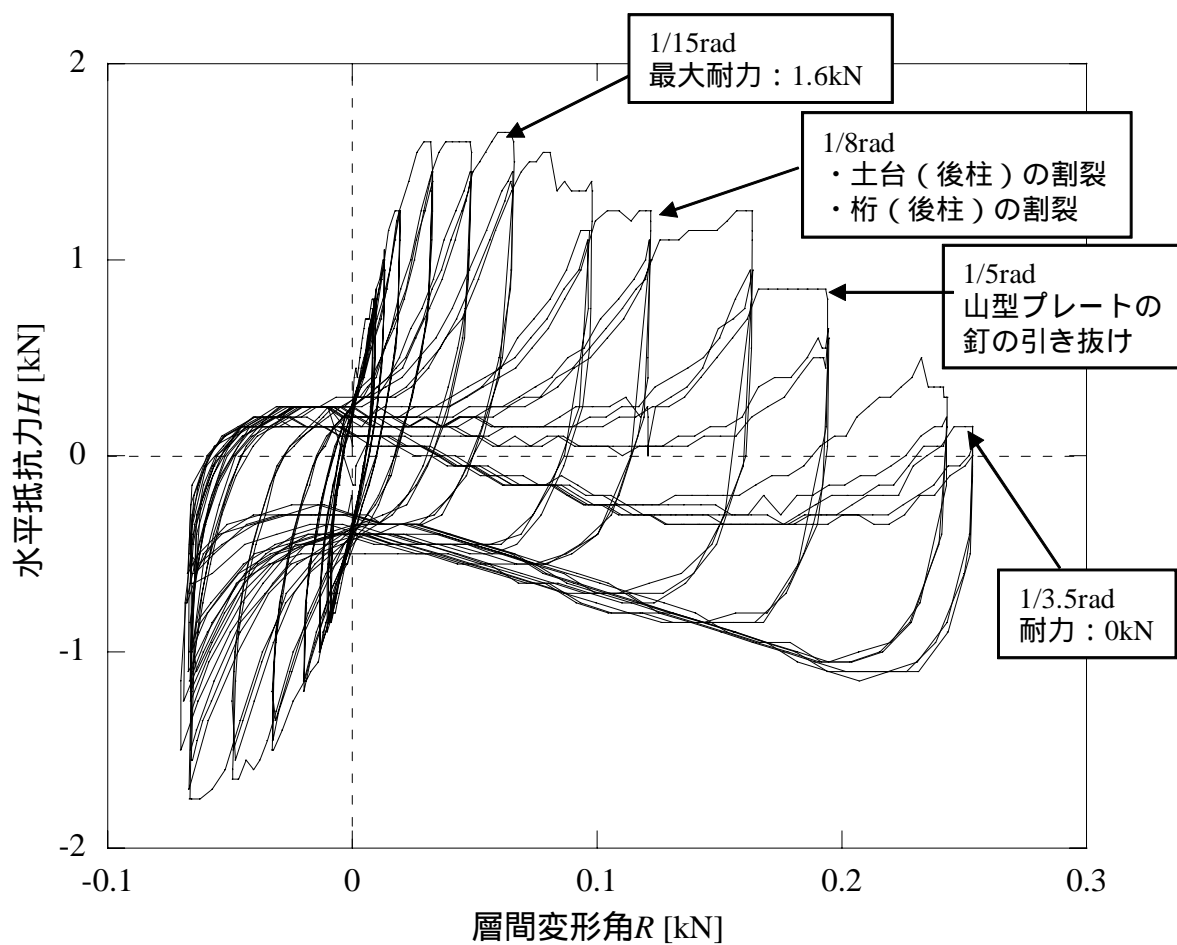


(b) 桁の割裂



(c) 土台の割裂

図 A.6 実験結果（試験体 A-1）



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

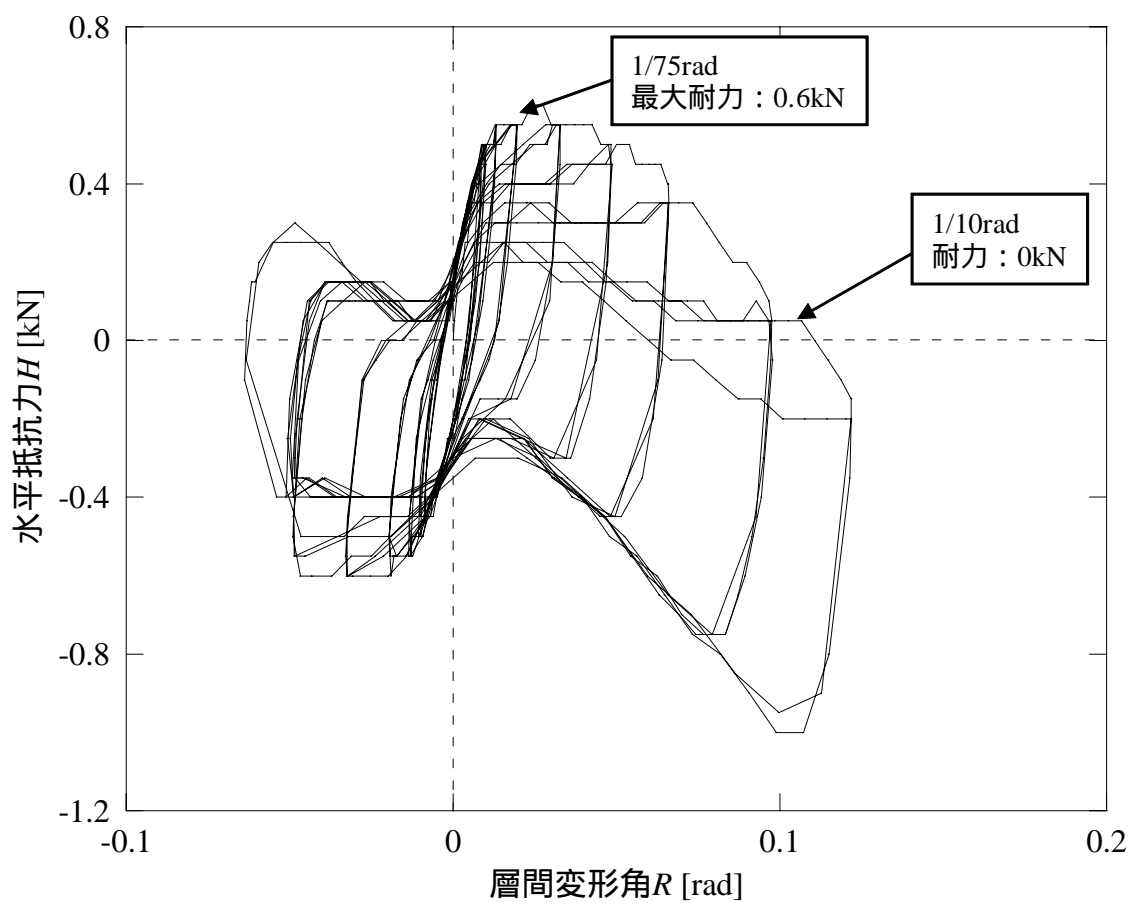


(b) 桁の割裂

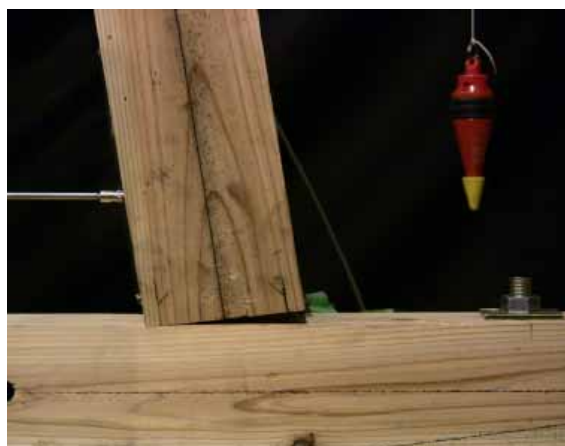


(c) 土台の割裂

図 A.7 実験結果（試験体 A-2）

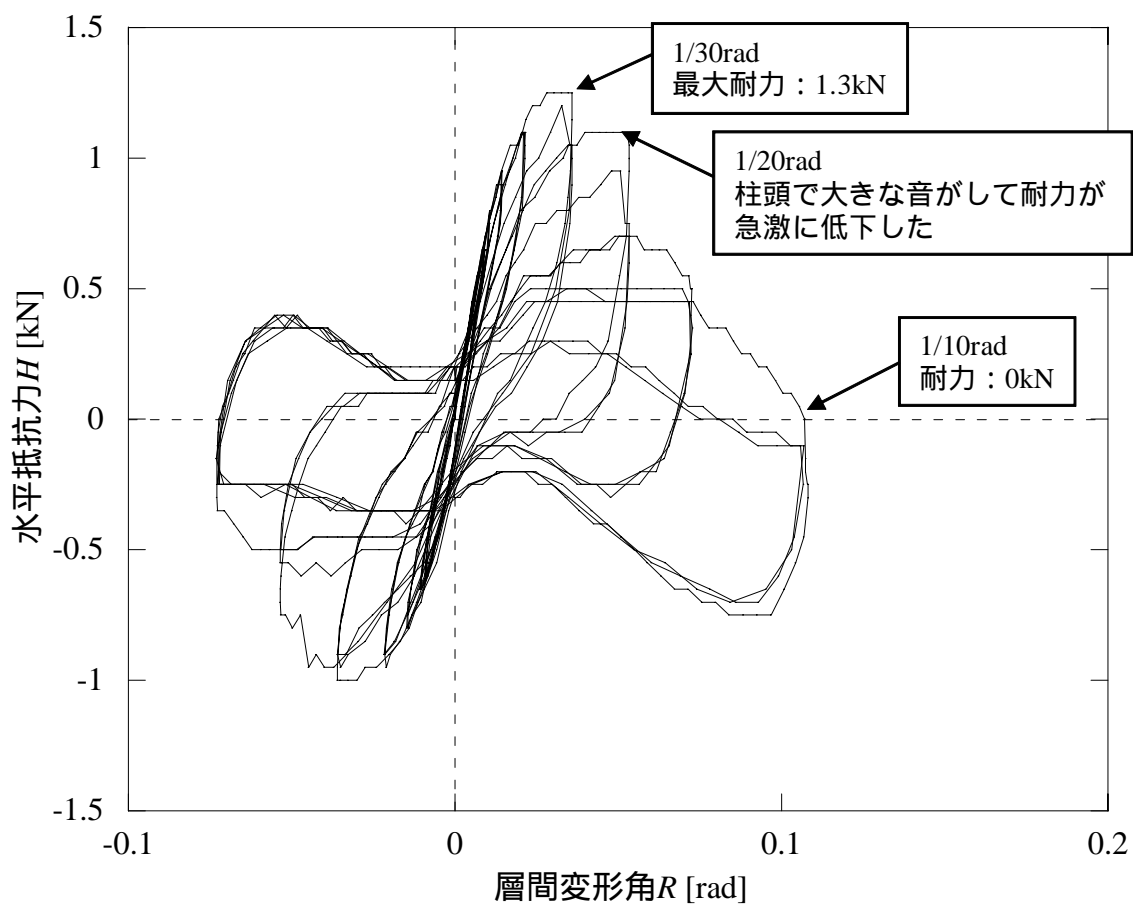


(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷



(b) 土台へのめり込み

図 A.8 実験結果 (試験体 A-3)



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

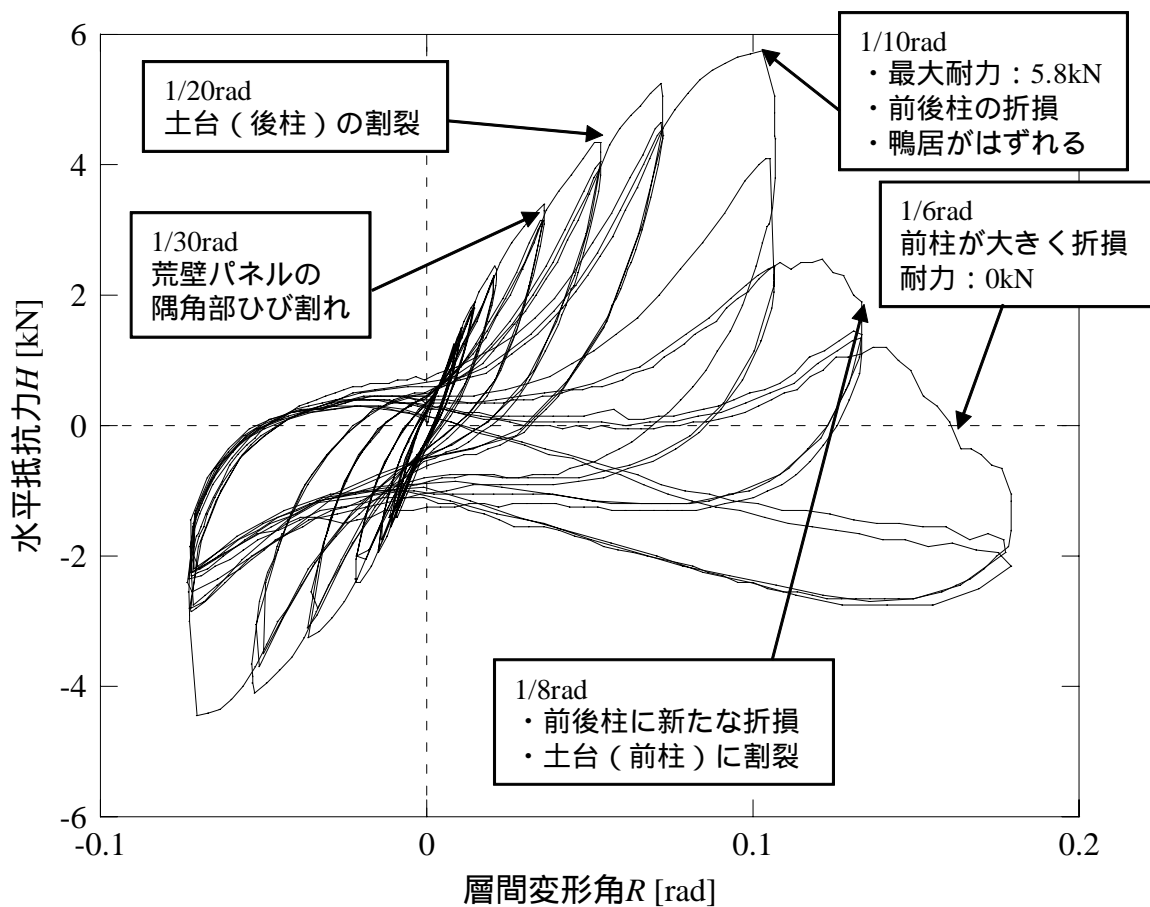


(b) 土台へのめり込み

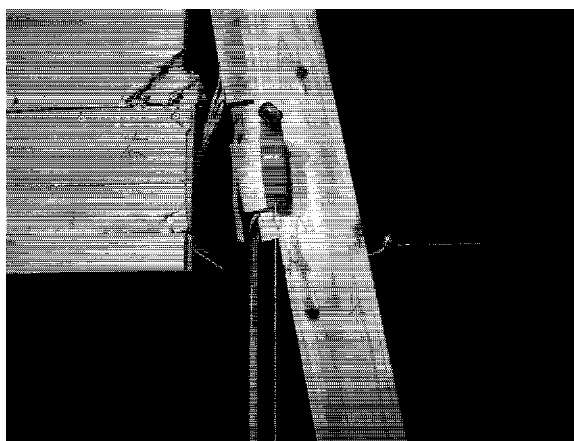


(c) 柱頭ほぞの折損

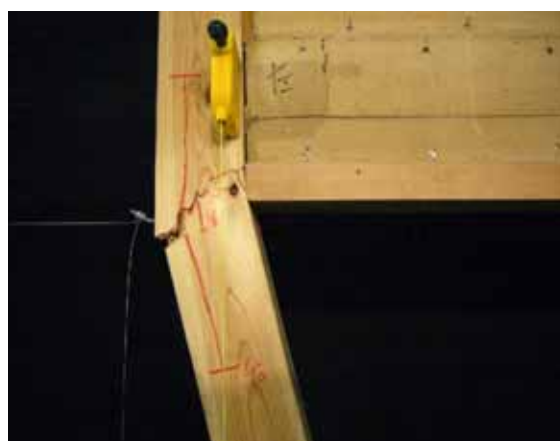
図 A.9 実験結果（試験体 A-4）



(a) 水平抵抗力和層間変形角の關係と試験体に生じた損傷

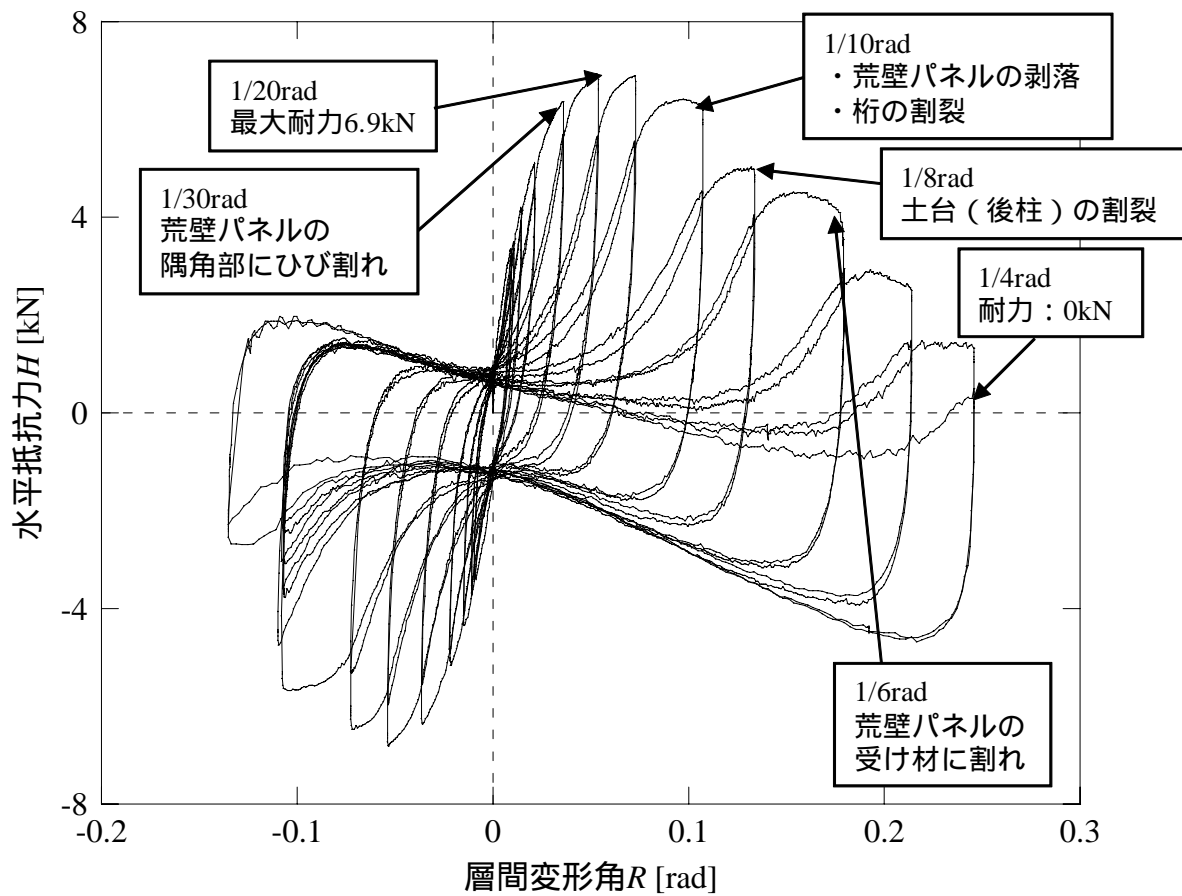


(b) 柱と鴨居の分離



(c) 前柱の折損

図 A.10 実験結果（試験体 B-1）



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

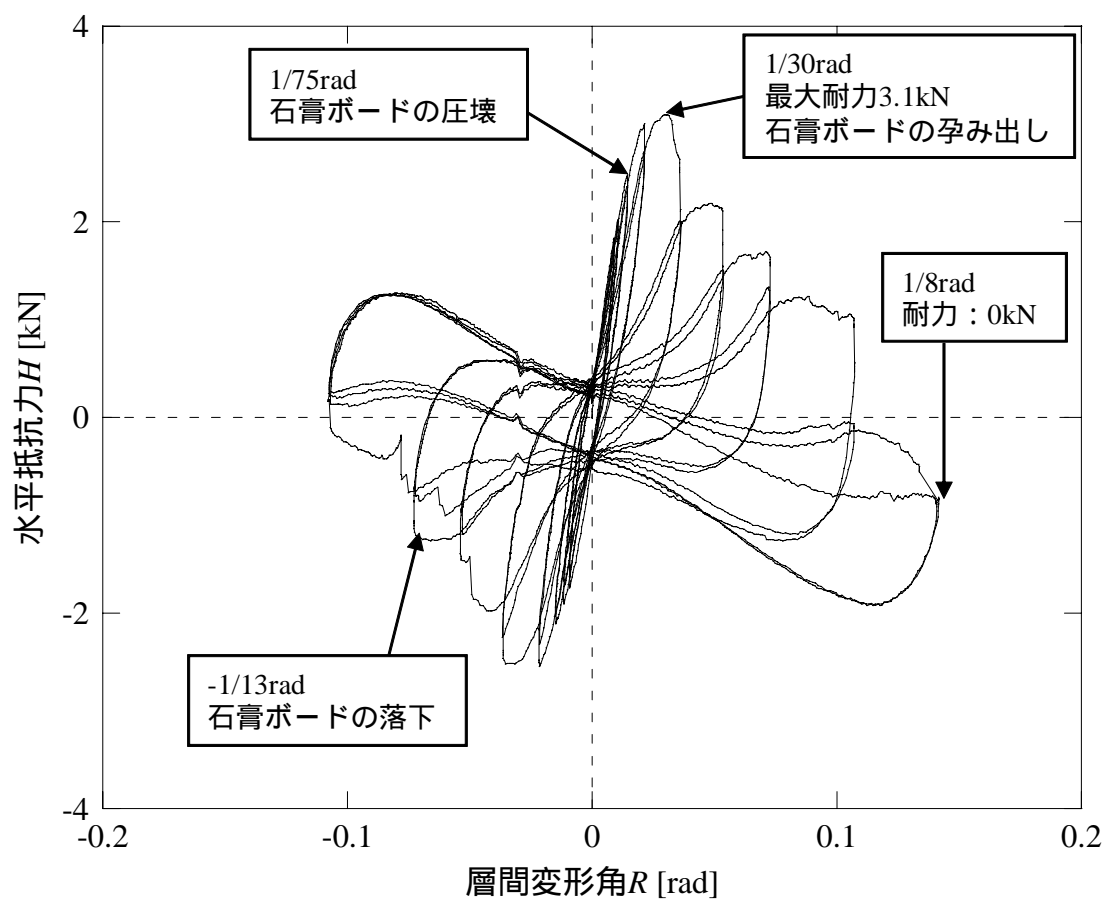


(b) 荒壁パネルの隅角部のひび割れ



(c) 荒壁パネルの剥落

図 A.11 実験結果（試験体 B-2）



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

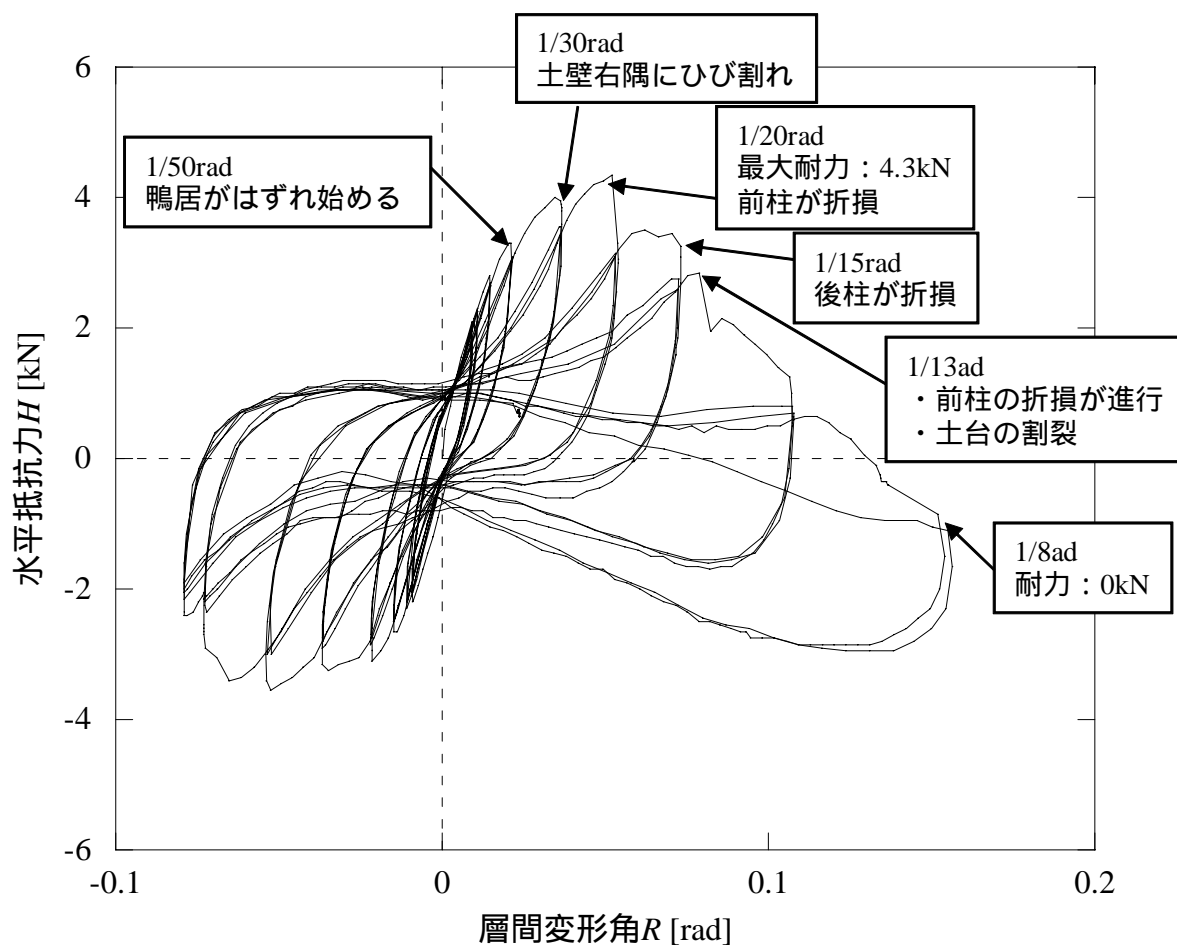


(b) 石膏ボードの圧壊



(c) 石膏ボードの孕み出し

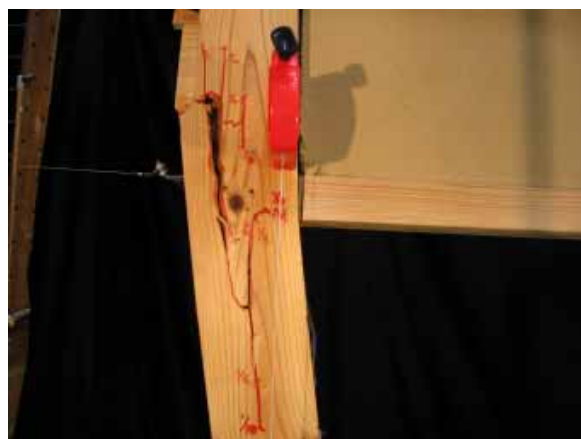
図 A.12 実験結果（試験体 B-3）



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

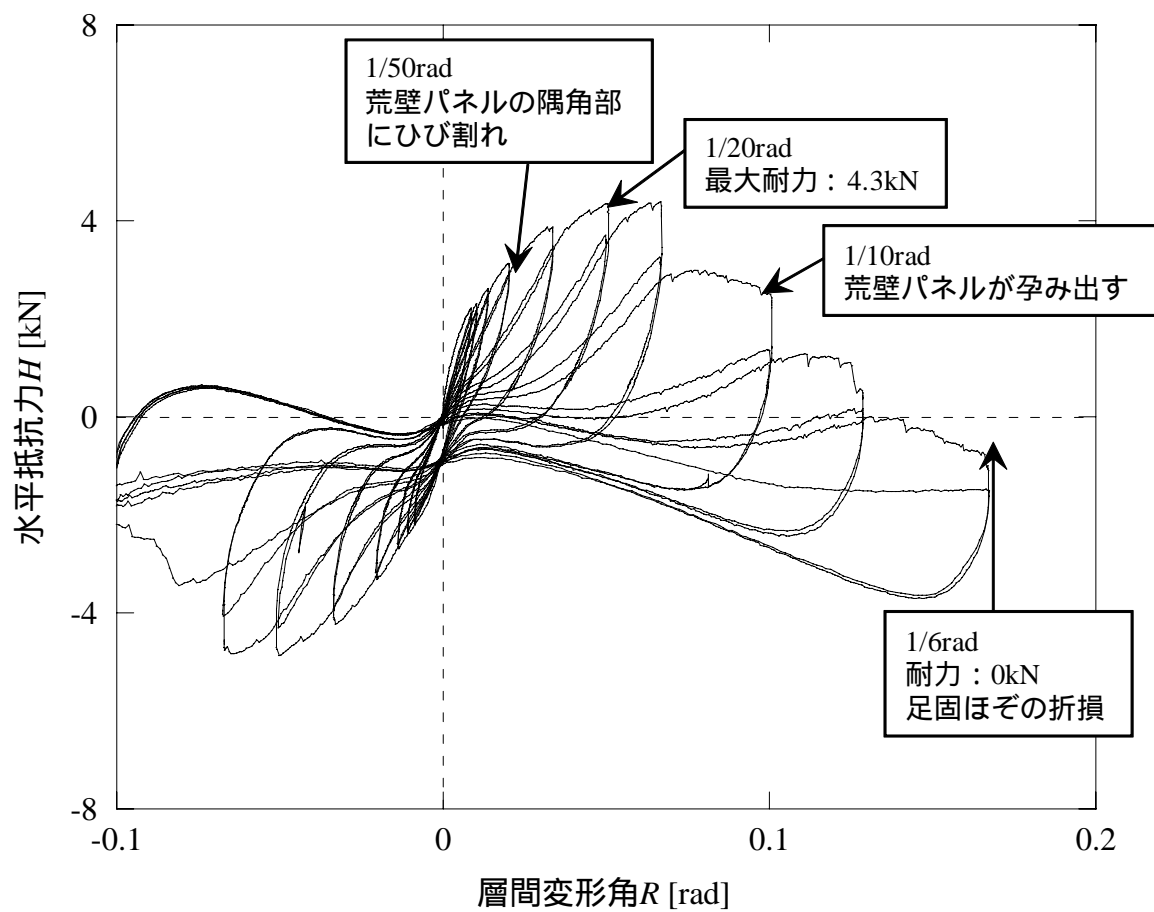


(b) 土壁のひび割れ



(c) 柱の折損

図 A.13 実験結果 (試験体 B-4)



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

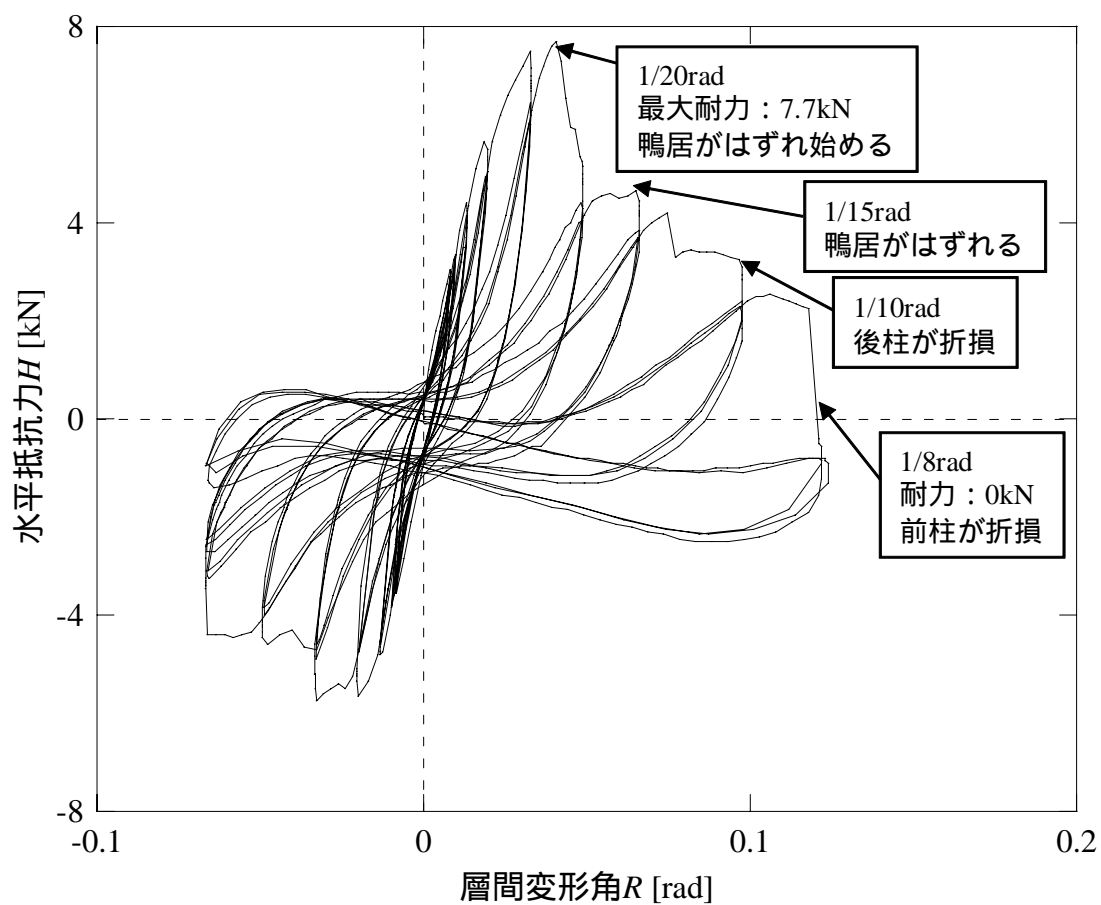


(b) 荒壁パネルの孕み出し



(c) 足固ほぞの折損

図 A.14 実験結果（試験体 B-5）



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

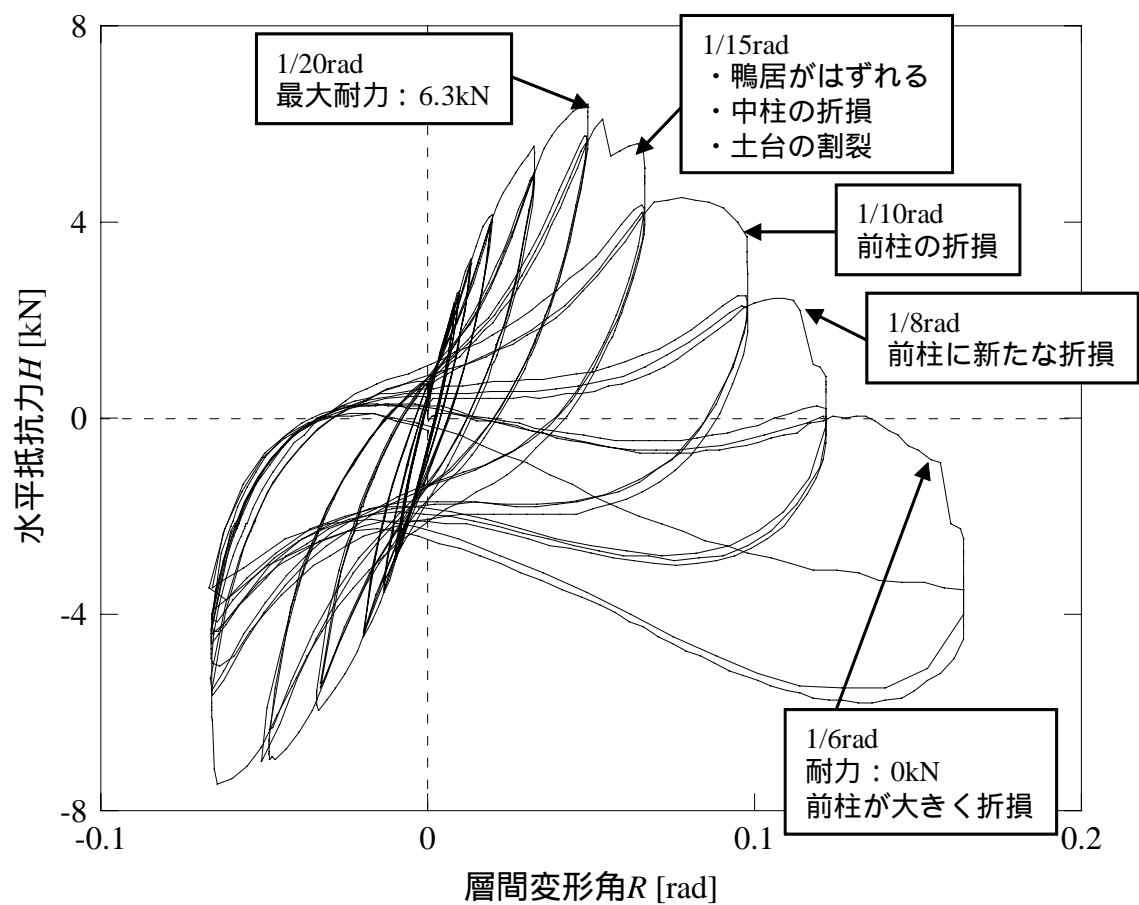


(b) 柱と鴨居の分離



(c) 後柱の折損

図 A.15 実験結果 (試験体 B-6)



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

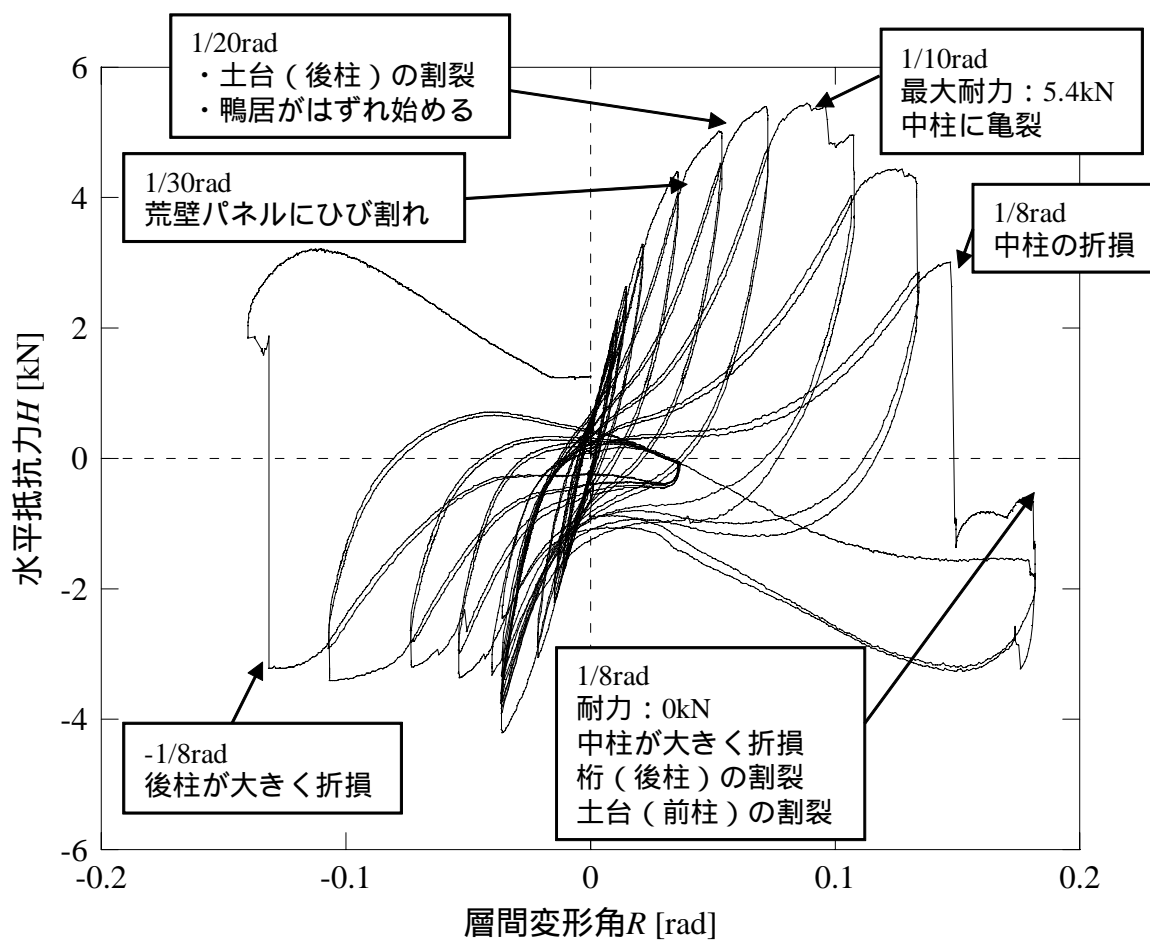


(b) 中柱の折損



(c) 前柱の折損

図 A.16 実験結果 (試験体 B-7)



(a) 水平抵抗力和層間変形角の關係と試験体に生じた損傷

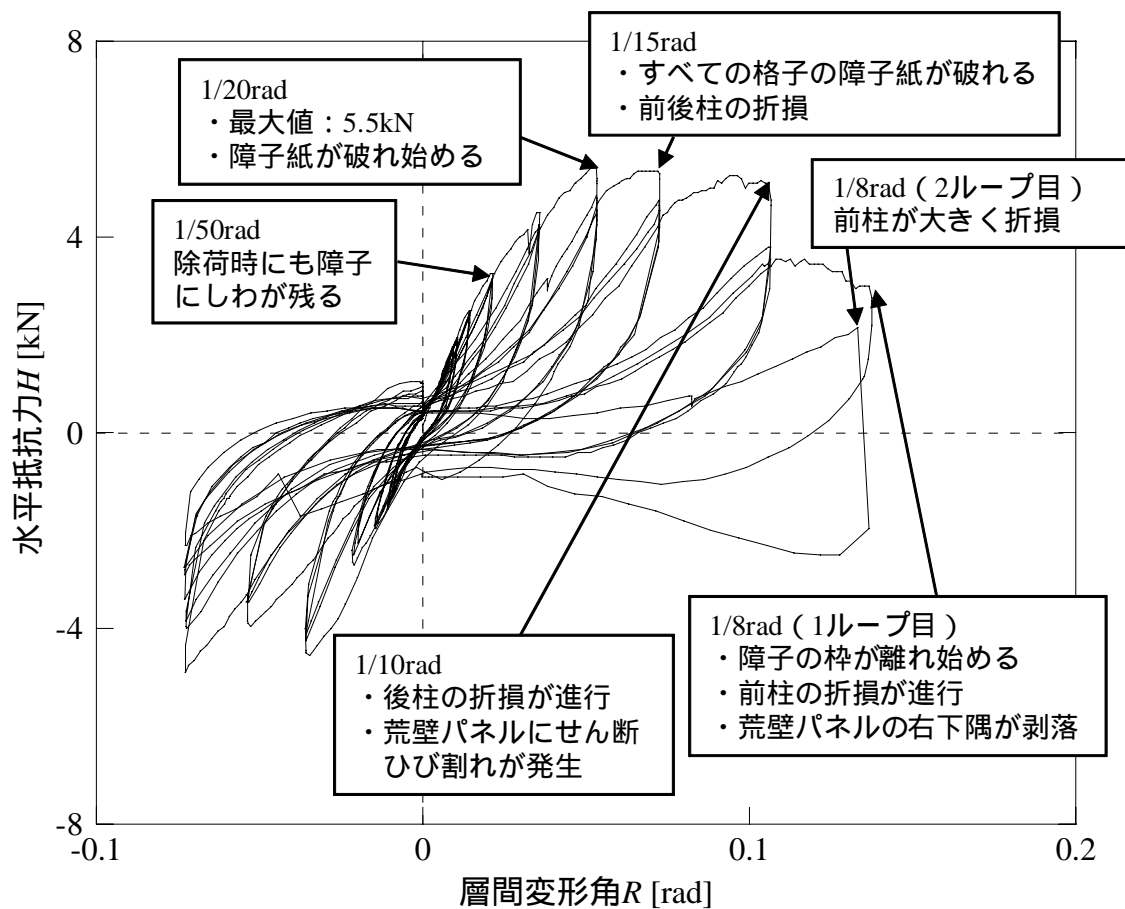


(b) 中柱の折損



(c) 後柱の折損

図 A.17 実験結果（試験体 B-8）



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

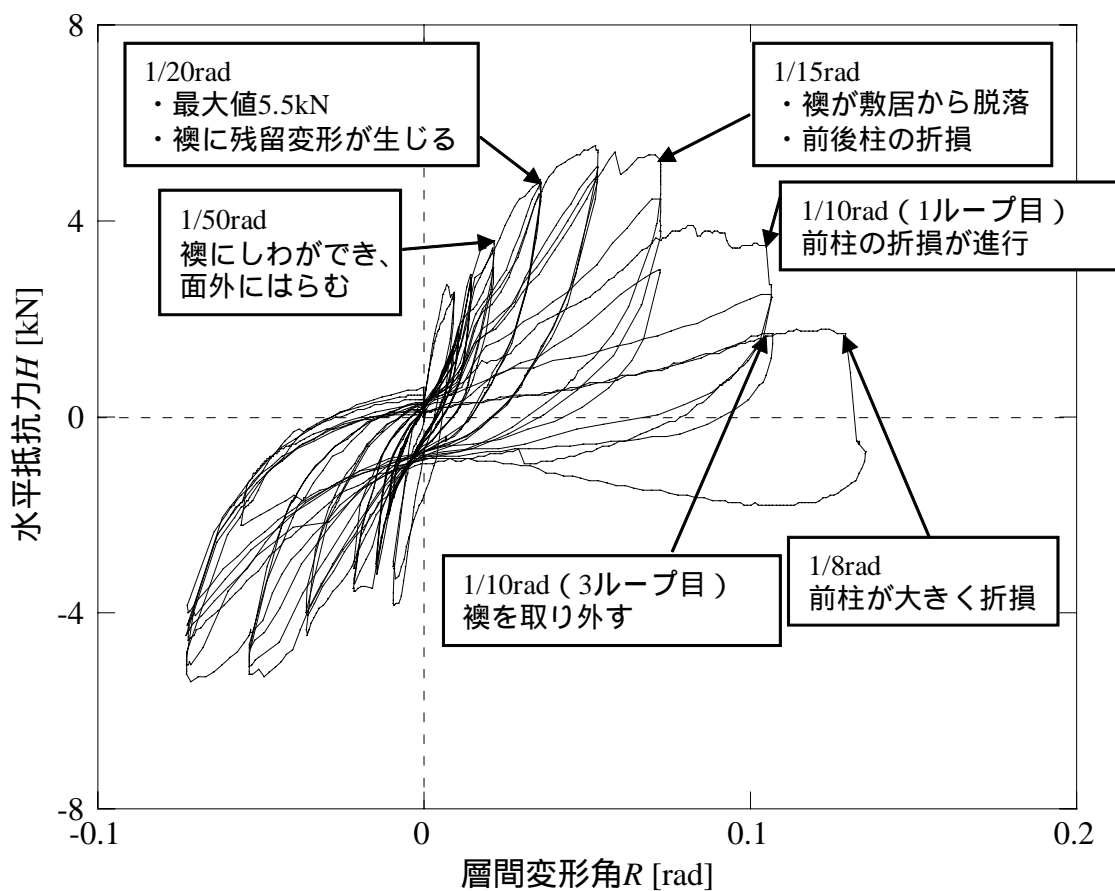


(b) 障子紙のしわ

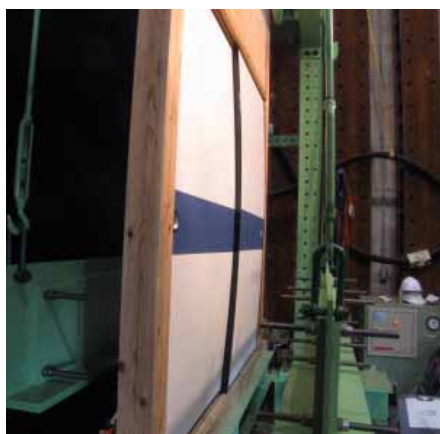


(c) 障子紙の破れ

図 A.18 実験結果 (試験体 C-1)



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

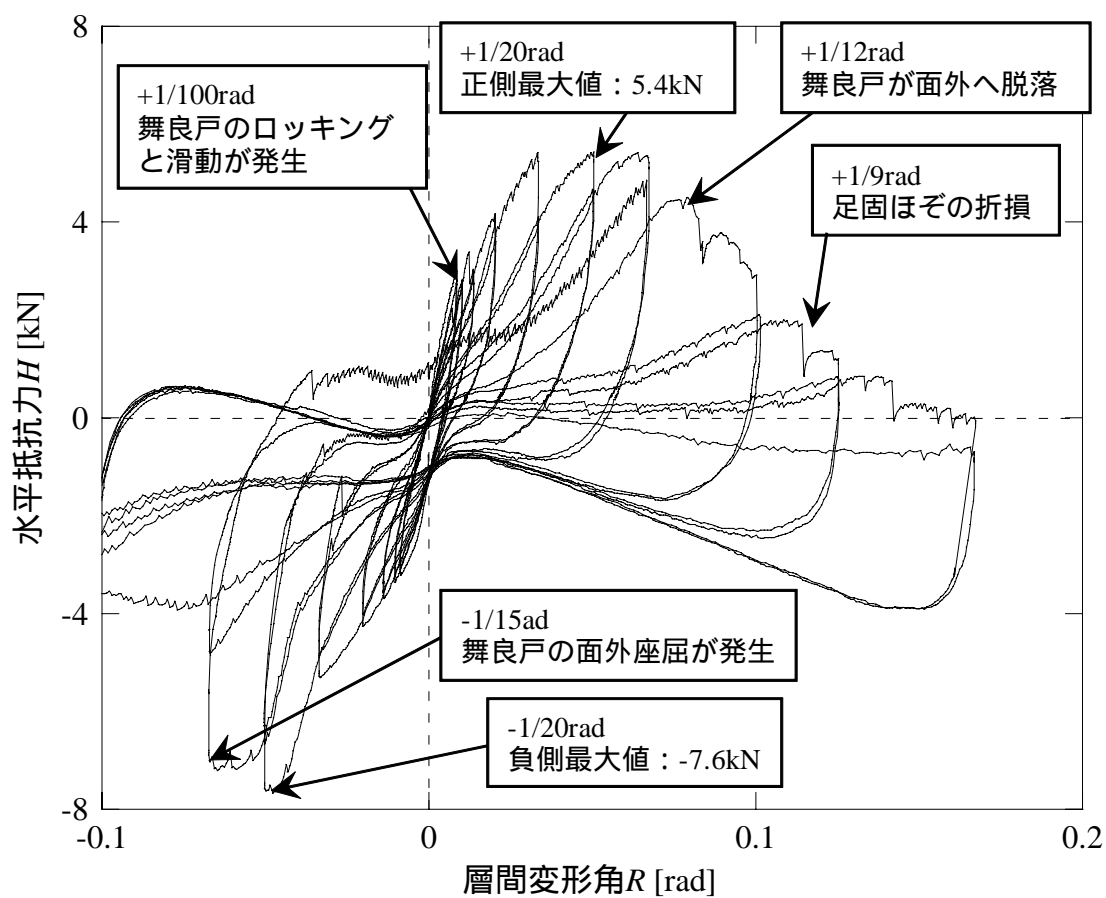


(b) 襖の面外への孕み出し



(c) 襖の脱落

図 A.19 実験結果 (試験体 C-2)



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

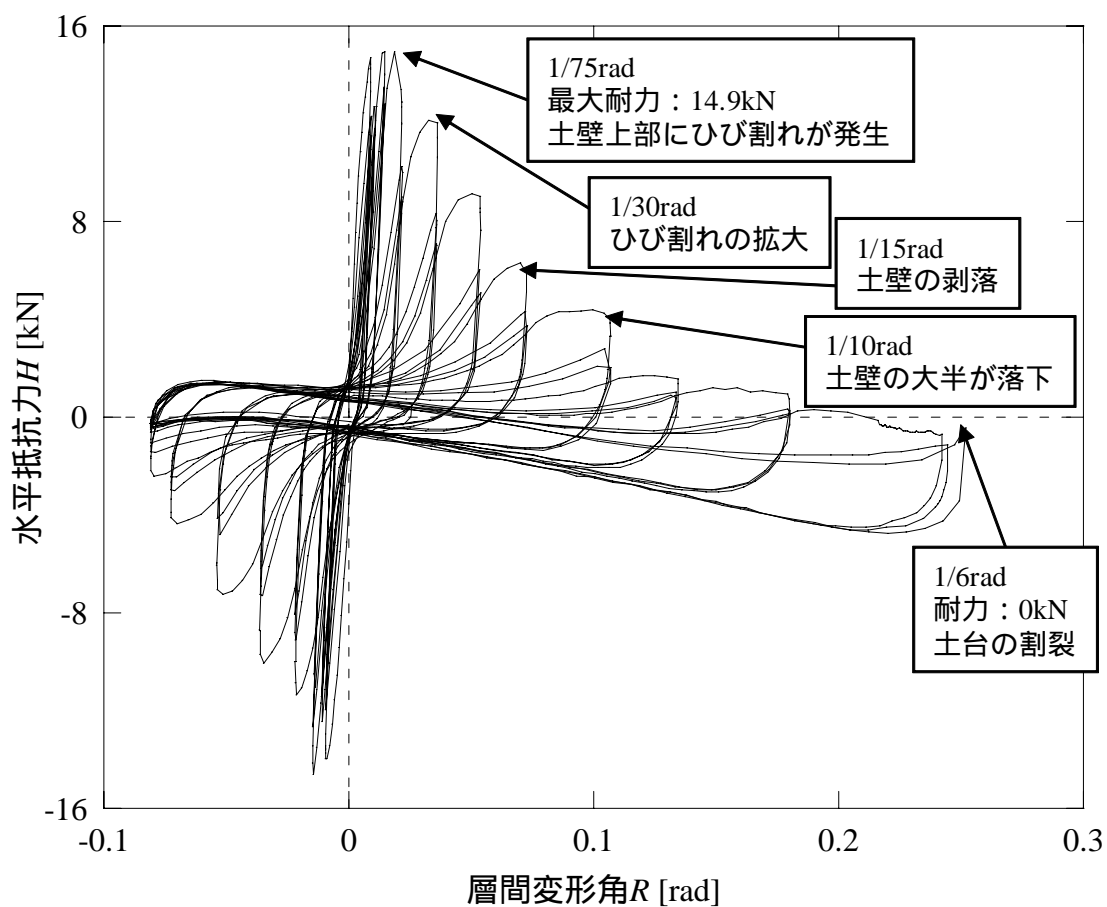


(b) 舞良戸の面外座屈



(c) 舞良戸の脱落

図 A.20 実験結果 (試験体 C-3)



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

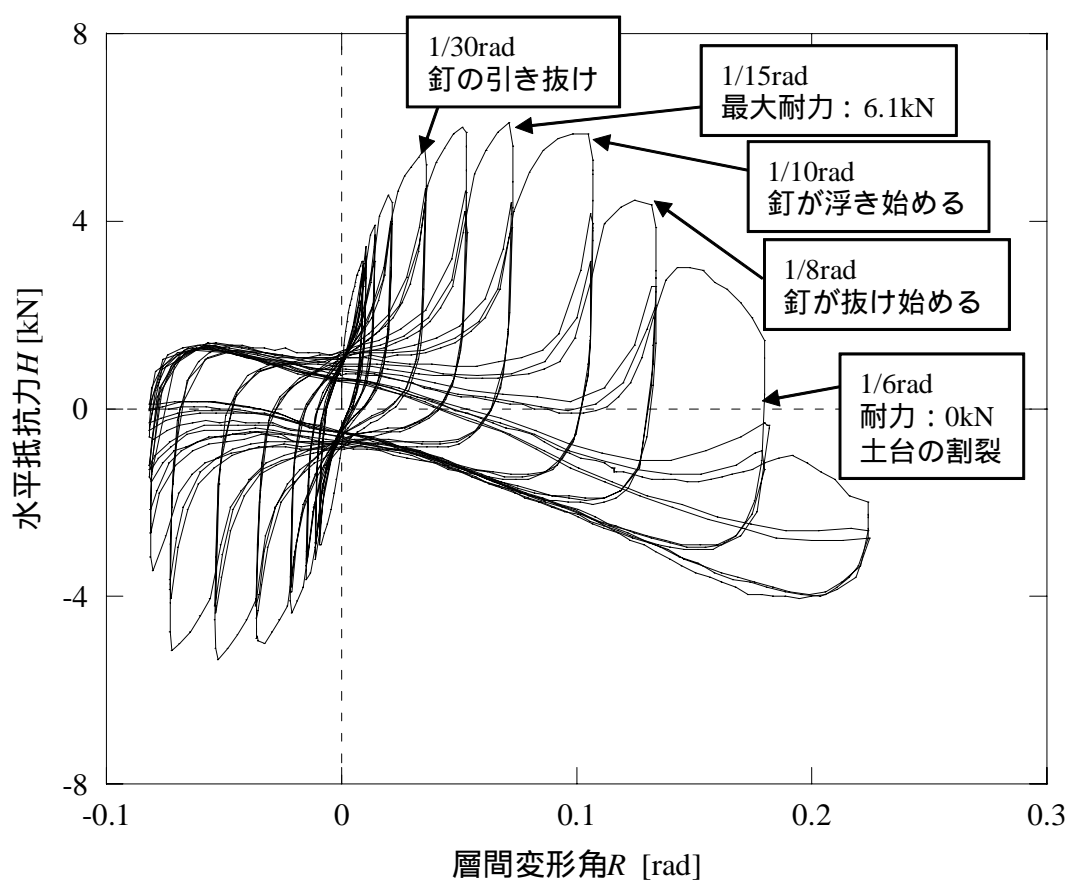


(b) 土壁のひび割れ



(c) 土壁の剥落

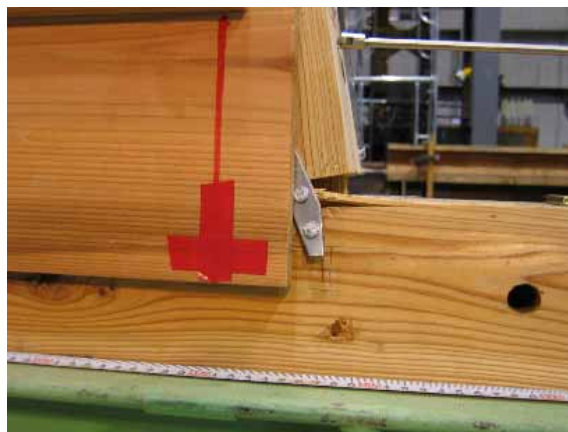
図 A.21 実験結果 (試験体 D-1)



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

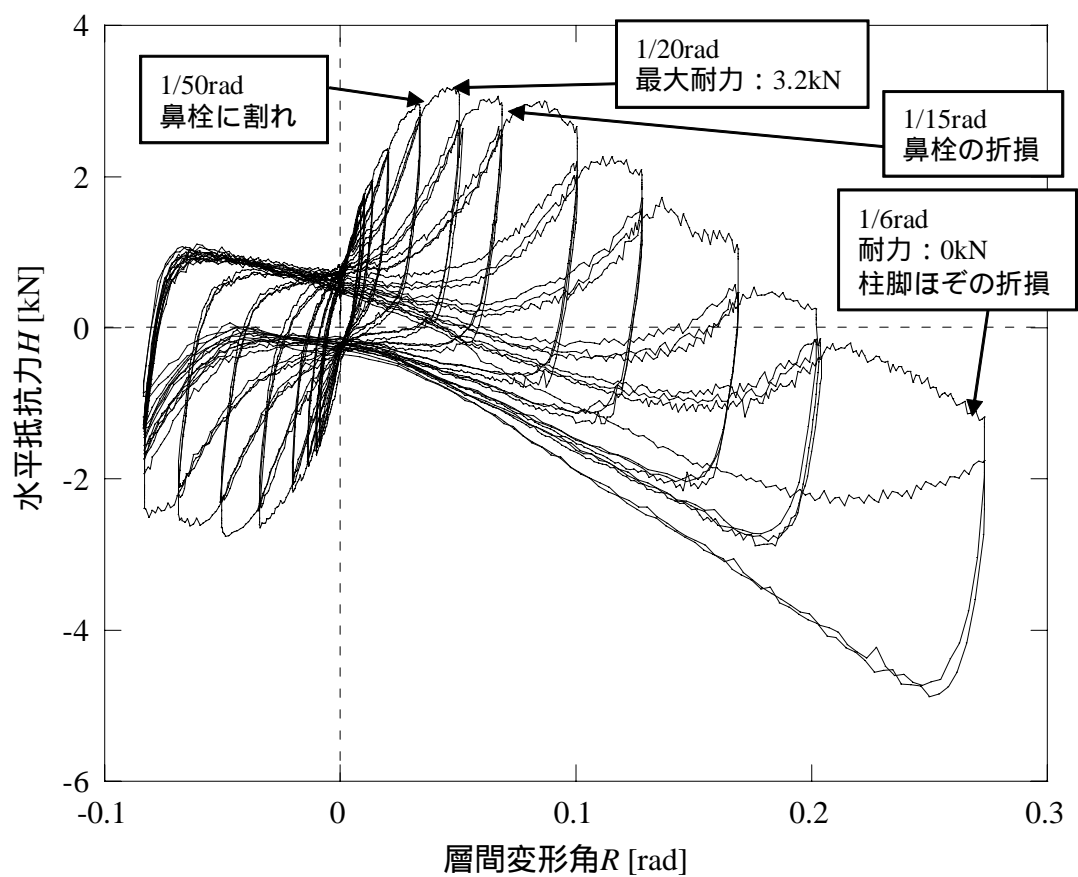


(b) 釘の引き抜け

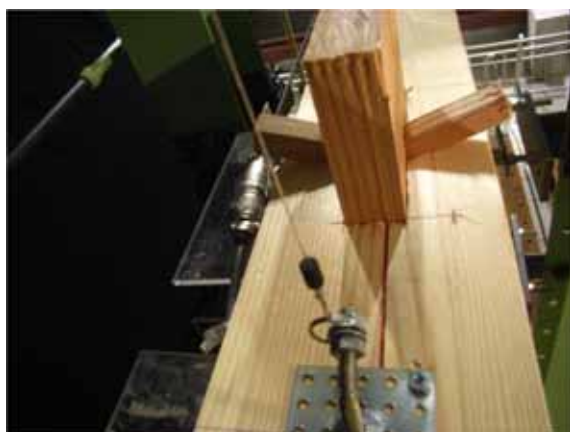


(c) 土台の割裂

図 A.22 実験結果 (試験体 D-2)



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

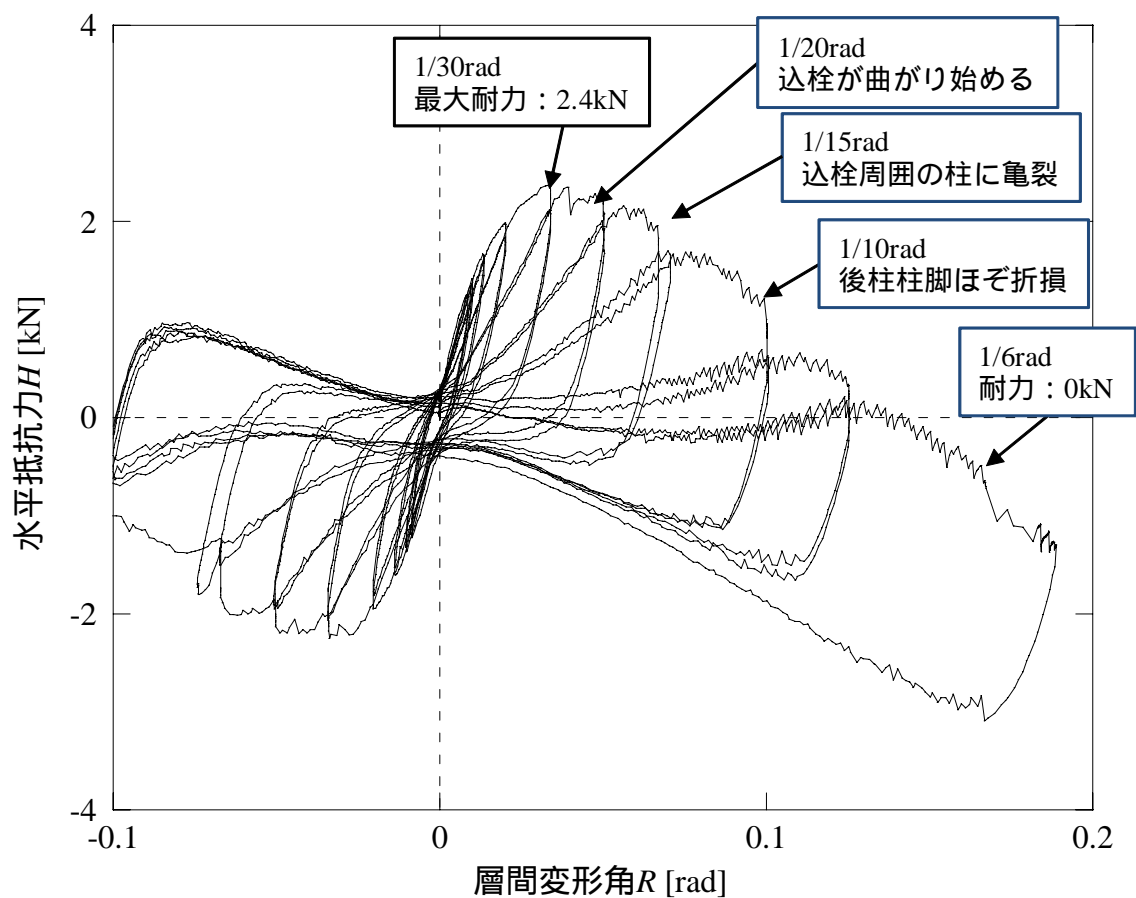


(b) 鼻栓の折損



(c) 柱脚ほぞの折損

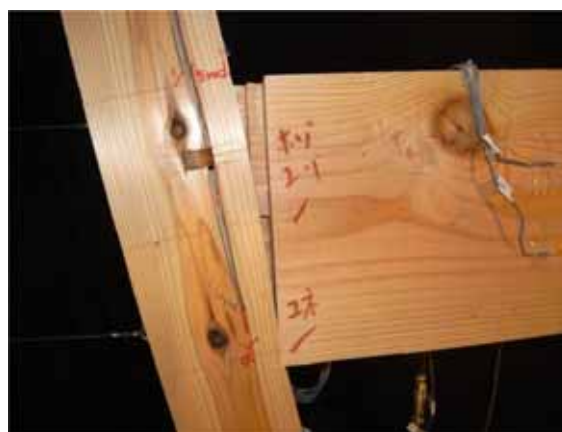
図 A.23 実験結果 (試験体 E-1)



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷

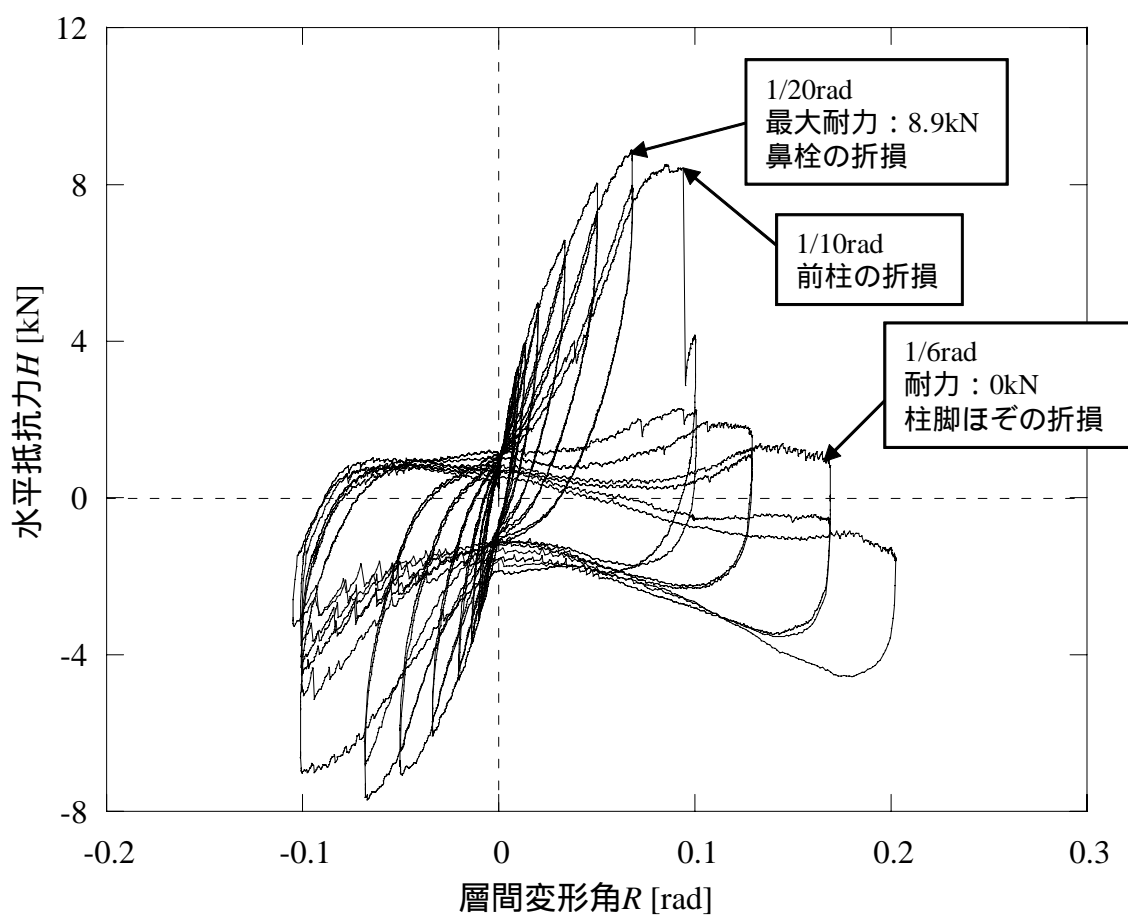


(b) 込栓の変形

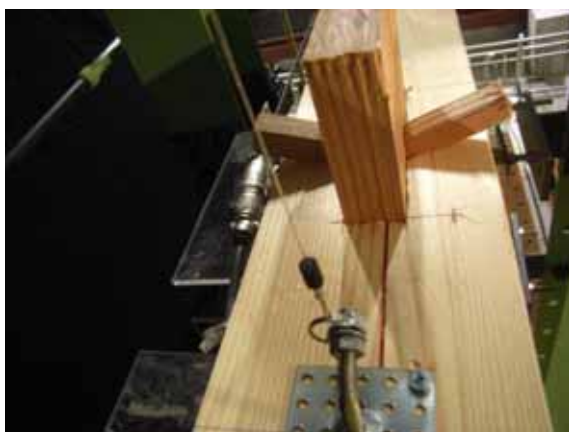


(c) 込栓周囲の柱の亀裂

図 A.24 実験結果 (試験体 E-2)



(a) 水平抵抗力と層間変形角の関係と試験体に生じた損傷



(b) 鼻柱の折損



(c) 前柱の折損

図 A.25 実験結果 (試験体 E-3)

謝辞

筆者は博士後期課程に在籍した3年間において、伝統構法木造建物の変形性能評価や地震時における最大応答変形の推定法に関する研究に従事しました。本研究を遂行するにあたり、多くの方々のご指導・ご支援をいただきました。

京都大学教授 林康裕 先生には、社会人として働きながら博士論文をまとめる機会を与えていただきました。研究テーマの選定から研究の遂行に至るまで数多くのご指導・ご助言をいただくとともに、研究に対する姿勢や取り組み方についてもご指導いただきました。ここに厚く御礼申し上げます。

京都大学教授 上谷宏二 先生、ならびに京都大学 教授 西山峰広 先生には、本論文をまとめるにあたりそれぞれのお立場から貴重なご意見・ご指摘を数多くいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

京都大学准教授 大西良広 先生には、2010年11月より建築保全再生学分野の准教授に着任されて以来、研究のみならず研究室での生活など多方面からご支援いただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

元京都大学助教 森井雄史 先生には、実験の遂行からデータの分析に至るまで多大なご協力をいただきました。特に、第2章の研究の遂行にあたり数多くのご協力・ご助言をいただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

京都大学助教 多幾山法子 先生には、実験の遂行にあたり多大なご協力をいただくとともに、研究遂行から論文執筆にわたって適切なご意見をいただきました。また、研究室のことでわからないことがあればいつも親切に対応して下さいました。ここに厚く感謝の意を表します。

筆者が3年間所属した建築保全再生学講座の卒業生および在学生には、本研究に対して貴重なご意見をいただくとともに、実験にご協力下さったことに厚く感謝いたします。秘書の小池純子さんには、研究生活のバックアップや助成金の管理をして下さいました。同回生の更谷安紀子さんは、社会人として一緒に博士後期課程に入学し、お互いに切磋琢磨していい刺激を与えて下さいました。修士2回生の高橋遥希君には、筆者が在籍した3年間において研究の遂行から論文執筆に至るまで多大なご協力をいただきました。卒業生の宮崎陽子さん、工藤渉君、宮地周吾郎君、修士2回生の石塚悠伍君、修士1回生の松本拓也君、4回生の杉野未奈さんには実験の遂行からデータ分析まで多大なご協力をいただきました。また、研究室のみなさんには実験の遂行や日々の研究生活において多大なご支援をいただきました。筆者が有意義な研究室生活を送ることができたのも研究室の方々の支えに依るところが大きく、改めて厚く感謝いたします。

財団法人 建築研究協会の方々には、社会人として働きながら博士後期課程に在籍することを快諾して下さるとともに、多大なご支援をいただきました。また、実務的な視点から数多くの貴重なご意見をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

本研究の遂行にあたりご支援いただきました関係者各位に改めて感謝の意を表しますとともに、本研究で研究成果を引用させていただいた参考文献の著者の方々に深く敬意を表します。第3章における実験の一部は「金剛三昧院客殿ほか保存修理に伴う構造診断」の事業の一部として行われ、財団法人 和歌山県文化財センターの方々には多大なご協力をいただきました。ここに厚く感謝の意を表します。また、本研究の一部は財団法人 トステム建材産業振興財団、財団法人 京都大学教育研究振興財団、財団法人 住宅総合研究財団の補助を受けました。これらの財団に対して厚く感謝の意を表します。

筆者が学部、修士学生時代に伝統構法木造建物に関する研究テーマを与えて下さり、本研究を遂行するための重要な基盤を作って下さった立命館大学教授 鈴木祥之 先生、ならびに関西大学教授 西澤英和 先生に厚く御礼申し上げます。

最後に、筆者が伝統構法木造建物に興味を持つきっかけを与え、今日まで誰よりも暖かく支え続けてくれた父 宮本雅明（2010年9月23日逝去） 母 美代子に深く感謝いたします。

2011年3月